



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

“EVALUACIÓN Y PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA  
EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES CON GEOMETRÍA  
IRREGULAR EN PLANTA TIPO L, MODELADO CONFORME  
A LOS LINEAMIENTOS DE LAS NORMAS NEC-2015 Y ASCE  
7-22”

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:**

REYES TOMALÁ ALEXIS RICARDO  
SUÁREZ PANCHANA VALERIA MICHELLE

**TUTOR:**

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO, Mg.

**LA LIBERTAD, ECUADOR**

2025

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

---

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

EVALUACIÓN Y PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA  
EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES CON GEOMETRÍA IRREGULAR  
EN PLANTA TIPO L, MODELADO CONFORME A LOS  
LINEAMIENTOS DE LAS NORMAS NEC-2015 Y ASCE 7-22

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:**

REYES TOMALÁ ALEXIS RICARDO  
SUÁREZ PANCHANA VALERIA MICHELLE

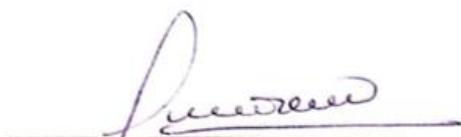
**TUTOR:**

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO, Mg.

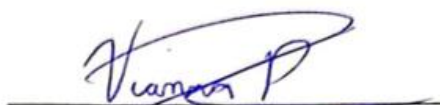
**LA LIBERTAD – ECUADOR**

2025

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN




**ING. LUCRECIA C.  
MORENO ALCIVAR, PhD.  
DIRECTOR DE CARRERA**



**ING. VIANNA PINOARGOTE  
ROVELLO, MSc.  
DOCENTE TUTOR**



**ING. RAÚL VILLAGO  
VERA, MSc.  
DOCENTE ESPECIALISTA**



**ING. RICHARD RAMÍREZ  
PALMA, MSc.  
DOCENTE UIC**

## DEDICATORIA

*Dedico esta tesis a mis padres, por su amor incondicional y su apoyo constante. Su ejemplo de esfuerzo y perseverancia me ha inspirado a seguir adelante y alcanzar mis metas. A Dios, por guiarme y fortalecerme en cada paso de este camino. Su presencia me dio claridad y paciencia para superar los retos y completar este proyecto.*

***Reyes Tomalá Alexis Ricardo***

*A Dios por ser mi guía. A mi mami Celinda por ser mi faro. A mi abuelita Carmen por su apoyo persistente en mis estudios. A mi tío Olmedo por estar siempre que lo necesité sin esperar nada a cambio. Gracias por ser la fuerza para continuar, gracias por ser mi familia, este logro es de ustedes también, sin su presencia en mi vida nunca lo hubiera logrado.*

*A mi abuelito Olmedo Panchana Tigrero que partió muy pronto de este mundo, sé que estaría muy orgulloso de mí al cumplir una meta más en mi vida. Siempre estarás en mi corazón.*

*A mi perrito Bruce, mi amor canino, mi fiel compañero el cual estuvo conmigo cada día y noche a lo largo de la carrera.*

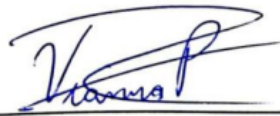
***Suárez Panchana Valeria Michelle***

# CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

La Libertad 06 de octubre 2025

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **“EVALUACIÓN Y PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES CON GEOMETRÍA IRREGULAR EN PLANTA TIPO L, MODELADO CONFORME A LOS LINEAMIENTOS DE LAS NORMAS NEC-2015 Y ASCE 7-22”** elaborado por Reyes Tomalá Alexis Ricardo y Suárez Panchana Valeria Michelle, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema anti plagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 6 % de la valoración permitida.

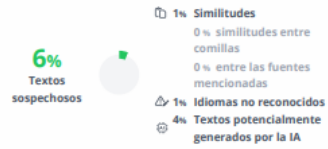
FIRMA DEL TUTOR



Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, Msc.

C.I.: 2400061632

# Revision Tesis Reyes Tomala y Suárez Panchana 2



Nombre del documento: Revision Tesis Reyes Tomala y Suárez Panchana 2.pdf  
 ID del documento: a64ecb05007ef4661276922c6a3117ce710196e  
 Tamaño del documento original: 560,34 KB

Depositante: VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO  
 Fecha de depósito: 10/11/2025  
 Tipo de carga: interface  
 fecha de fin de análisis: 10/11/2025

Número de palabras: 15.316  
 Número de caracteres: 102.452

Ubicación de las similitudes en el documento:



## Fuentes de similitudes

### Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf">repositorio.upse.edu.ec   Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una e...</a> https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf 11 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (97 palabras)
2	<a href="#">TESIS FINAL LAINEZ - MORENO 3.docx   TESIS FINAL LAINEZ - MORENO 3</a> #268832 Viene de mi grupo 1 fuente similar	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (60 palabras)
3	<a href="#">TAREA3-GRUPO8.docx   TAREA3-GRUPO8.docx</a> #993da6 Viene de mi grupo 9 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (28 palabras)

### Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="#">TAREA 1 GRUPO 8.docx   TAREA 1 GRUPO 8.docx</a> #03d4cc Viene de mi grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (20 palabras)
2	<a href="#">TESIS ANTIPLAGIO.docx   TESIS ANTIPLAGIO</a> #470947 Viene de mi grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (13 palabras)
3	<a href="#">Documento de otro usuario</a> #f992c5 Viene de de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (10 palabras)
4	<a href="http://www.repositorio.usac.edu.gt/3519/1/Marco Cesar del Cid Juarez.pdf">www.repositorio.usac.edu.gt   Consideraciones para el diseño de marcos en zo...</a> http://www.repositorio.usac.edu.gt/3519/1/Marco Cesar del Cid Juarez.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (12 palabras)
5	<a href="http://repositorio.espe.edu.ec/8080/bitstream/21000/12644/5/T-ESPE-053668.pdf.txt">repositorio.espe.edu.ec   Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediant...</a> http://repositorio.espe.edu.ec/8080/bitstream/21000/12644/5/T-ESPE-053668.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (11 palabras)

# DECLARACIÓN DE AUTORÍA

La Libertad 6 de noviembre 2025

Nosotros, Reyes Tomalá Alexis Ricardo y Suárez Panchana Valeria Michelle declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “**EVALUACIÓN Y PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES CON GEOMETRÍA IRREGULAR EN PLANTA TIPO L, MODELADO CONFORME A LOS LINEAMIENTOS DE LAS NORMAS NEC-2015 Y ASCE 7-22**”, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,



Reyes Tómalá Alexis Ricardo

**Autor de Tesis**

C.L.: 0928236017



Suarez Panchana Valeria Michelle

**Autor de Tesis**

C.L.: 2450231663

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

La Libertad 6 de noviembre 2025


Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello Msc.

## TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **EVALUACIÓN Y PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES CON GEOMETRÍA IRREGULAR EN PLANTA TIPO L, MODELADO CONFORME A LOS LINEAMIENTOS DE LAS NORMAS NEC-2015 Y ASCE 7-22**, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por Reyes Tomalá Alexis Ricardo y Suárez Panchana Valeria Michelle egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, este trabajo, lo apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, Msc.

C.I.: 2400061632

## AGRADECIMIENTOS

*Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis padres, quienes han sido mi mayor soporte y fuente de motivación durante todo este proceso. A Dios, por brindarme fortaleza, claridad y perseverancia en los momentos más desafiantes. También agradezco a mi tutora de tesis, por su orientación, paciencia y valiosos consejos, que fueron fundamentales para la realización de este trabajo.*

***Reyes Tomalá Alexis Ricardo***

*Estoy infinitamente agradecida con Dios por acompañarme en cada paso que doy en mi vida.*

*A mi compañero de tesis, por su completa dedicación y colaboración con el cual logramos culminar nuestro trabajo, fue muy grato vivir este logro contigo.*

*A mis docentes por sus enseñanzas a lo largo de estos años, por compartirnos su sabiduría.*

*Gracias a mi familia por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera.*

***Suárez Panchana Valeria Michelle***

# TABLA DE CONTENIDO

<b>TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO</b> .....	iv
<b>DECLARACIÓN DE AUTORÍA</b> .....	vi
<b>CERTIFICACIÓN DEL TUTOR</b> .....	vii
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	viii
<b>TABLA DE CONTENIDO</b> .....	ix
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xv
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	xviii
<b>RESUMEN</b> .....	xxiii
<b>ABSTRACT</b> .....	xxiv
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1. <b>PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b> .....	1
1.2. <b>ANTEDECENTES</b> .....	3
1.3. <b>HIPÓTESIS</b> .....	6
1.4. <b>OBJETIVOS</b> .....	7
1.4.1. <b>Objetivo General</b> .....	7
1.4.2. <b>Objetivos Específicos</b> . .....	7
1.5. <b>ALCANCE</b> .....	8
1.6. <b>VARIABLES</b> .....	9
1.6.1. <b>Variables Dependientes</b> . .....	9
1.6.2. <b>Variables Independientes</b> .....	9

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	10
2.1. ANÁLISIS LINEAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO .....	10
2.2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO NEC (NEC-SE-DS).....	11
2.2.1. Espectro de Diseño en Aceleración $S_a$ ( $T_a$ ). .....	11
2.2.2. Factor de Zona Z.....	12
2.2.3. Factores de Sitio.....	13
2.2.4. Construcción del Espectro de Respuesta de Diseño. ....	15
2.2.5. Periodo de Vibración. ....	16
2.2.6. Sistema Estructural. ....	17
2.2.7. Regularidad Estructural. ....	19
2.2.8. Configuración Estructural.....	19
2.2.9. Coeficientes de Regularidad en Planta. ....	23
2.2.10. Coeficientes de Irregularidad en Elevación. ....	23
2.2.11. Diseño Sísmico Basado en Fuerzas (DBF). ....	26
2.2.12. Cortante Basal de Diseño V. ....	26
2.2.13. Distribución Vertical de Fuerzas sísmicas Laterales. ....	27
2.2.14. Movimiento Torsionales Accidentales y Torsión Accidental.....	28
2.3. CARGAS .....	29
2.3.1. Cargas Variables (Vivas). ....	29
2.3.2. Cargas Permanentes (Muertas). ....	29
2.3.3. Cargas Accidentales o Especiales. ....	29
2.3.4. Combinaciones de Carga. ....	30
2.4. DERIVAS DE PISO .....	31
2.5. ÍNDICE DE ESTABILIDAD.....	32

2.6.	REQUISITOS DE NORMA ECUATORIANA PARA DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO (NEC-SE-HM).....	33
2.6.1.	Hormigón Armado.....	33
2.6.2.	Acero de Refuerzo.....	33
2.6.3.	Elementos en Flexión de Vigas.....	34
2.6.4.	Dimensiones.....	34
2.6.5.	Refuerzo Longitudinal Mínimo en Elementos a Flexión.....	34
2.6.6.	Refuerzo Transversal.....	35
2.6.7.	Elementos a Flexo Compresión.....	35
2.7.	DIMENSIONES .....	37
2.7.1.	Refuerzo Principal (Longitudinal) en Columnas.....	37
2.7.2.	Refuerzo para Resistir el Cortante y Conexión Viga-Columna.....	37
2.8.	JUNTAS ESTRUCTURALES .....	38
2.8.1.	Introducción.....	38
2.8.2.	Definición.....	40
2.8.3.	Importancia.....	40
2.8.4.	Ubicación Estratégica de las Juntas Estructurales.....	41
2.8.5.	Junta Sísmica.....	45
2.8.6.	Materiales de Relleno y Conectores Metálicos en Uniones Estructurales.....	45
2.8.7.	Especificaciones para la Determinación de la Junta según NEC-SE- DS, 2015.....	46
2.8.8.	Especificaciones para la Determinación de la Junta según ASCE 7-22. .....	50
2.9.	MARCO CONTEXTUAL.....	52
2.9.1.	Sistema Estructural.....	52
2.9.2.	Sistema Aporticado.....	52

2.9.3. Espectro de Diseño. ....	52
2.9.4. Sismo de Diseño. ....	52
CAPITULO III: METODOLOGÍA .....	53
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	53
3.1.1. Tipo.....	53
3.1.2. Nivel.....	53
3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	54
3.2.1. Método.....	54
3.2.2. Enfoque.....	54
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO .....	55
3.3.1. Población. ....	55
3.3.2. Muestra. ....	55
3.3.3. Muestreo. ....	55
3.4. ESPECTRO DE DISEÑO. ....	56
3.4.1. Ubicación del sector de estudio. ....	56
3.4.2. Características geológicas.....	56
3.4.3. Peligrosidad sísmica. ....	61
3.4.4. Espectro elástico según NEC-15.....	62
3.5. DISEÑO ARQUITECTONICO .....	66
3.6. PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTTOS ESTRUCTURALES.....	71
3.6.1. Cargas Permanentes.....	71
3.6.2. Carga Viva NEC-2015.....	73
3.6.3. Predimensionamiento de Losa.....	73
3.6.4. Cálculo de carga sobrepuesta. ....	82
3.6.5. Predimensionamiento de vigas. ....	83

3.6.6. Predimensionamiento de columnas. ....	83
3.7.    DISEÑO DE ESCALERA.....	86
3.7.1. Cálculo de huella y contrahuella.....	86
3.7.2. Cálculo de numero de peraltes de la escalera. ....	86
3.7.3. Cálculo del peralte corregido.....	86
3.7.4. Cálculo de la huella.....	87
3.7.5. Cálculo de espesor de la losa de escalera. ....	87
3.8.    MODELADO ESTRUCTURAL EN ETABS.....	97
3.8.1. Modelado en ETABS.....	97
3.9.    PREDISEÑO DE LA EDIFICACIÓN .....	106
3.9.1. Edificación con Juntas 1era parte. ....	106
3.9.2. Edificación con Juntas 2da parte. ....	116
3.9.3. Edificación Continua .....	127
3.9.4. Estructura con secciones aumentadas. ....	135
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	144
4.1.    DISEÑO DE VIGAS DE LA EDIFICACIÓN.....	144
4.1.1. Diseño de vigas – primera parte de la edificación.....	144
4.1.2. Diseño de viga 40x60 .....	154
4.1.3. Diseño de viga 45x60 .....	155
4.1.4. Diseño de viga 25x25 .....	155
4.1.5. Diseño de viga 30x45 .....	156
4.1.6. Diseño de viga 35x60 – Segunda parte de la edificación. ....	156
4.1.7. Diseño de viga 45x60 .....	157
4.1.1. Diseño de viga 40x60 – Edificación Monolítica. ....	157
4.2.    DISEÑO DE COLUMNAS.....	160
4.2.1. Columna Interna de 70X75 – primera parte de la edificación.....	160

4.2.2.	Columna de borde 65x75 – primera parte de la edificación.....	164
4.2.3.	Columna interna de 65x75 – 2da parte de la edificación.....	168
4.2.4.	Columna de borde 60x75 – 2da parte de la edificación.....	171
4.2.5.	Columna Interna de 75x75 Edificación Monolítica.....	175
4.2.6.	Columna de borde 70x85 – Edificación Monolítica.....	175
4.3.	COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL.....	176
4.3.1.	Verificación columna fuerte – viga débil del primer bloque.....	176
4.3.2.	Verificación columna fuerte – viga débil del segundo bloque.....	179
4.4.	DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA.....	183
4.4.1.	Nodo externo.....	183
4.4.2.	Nodo interior.....	187
4.5.	DETERMINACIÓN DE LA JUNTA SÍSMICA.....	191
4.5.1.	Junta según Nec-15.....	191
4.5.2.	Junta según ASCE 7-22.....	192
4.6.	ELECCIÓN DEL MATERIAL DE JUNTA SÍSMICA SEGÚN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	193
4.7.	Presupuesto.....	195
4.7.1.	Análisis De Precios Unitarios.....	195
4.7.2.	Estimación de Costos de la estructura con Junta Sísmica.....	196
4.8.	Comparación entre estructura con junta sísmica y estructura monolítica. .....	197
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		198
CONCLUSIONES.....		198
RECOMENDACIONES.....		200
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		201
ANEXOS.....		208

## LISTA DE FIGURAS

<b>Ilustración 1</b> Zonas Sísmicas para Propósitos de Diseño y Valor del Factor de Zona Z.....	12
<b>Ilustración 2</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño .....	15
<b>Ilustración 3</b> Continuidad en elevación para edificaciones.....	20
<b>Ilustración 4</b> Planeamiento regular en edificaciones.....	20
<b>Ilustración 5</b> Relación de aspecto, largo/ancho en edificaciones.....	21
<b>Ilustración 6</b> Localización de aberturas.....	21
<b>Ilustración 7</b> Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión .....	35
<b>Ilustración 8</b> Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal... 36	
<b>Ilustración 9</b> Dimensión mayor excede los 30 m y desnivel superior a 400 mm .....	43
<b>Ilustración 10</b> Cambios significativos en la calidad del suelo .....	43
<b>Ilustración 11</b> Ubicación esquemática de las juntas sísmicas de unidades habitacionales multifamiliares (Diferencia de niveles entre edificaciones contiguas).....	44
<b>Ilustración 12</b> Distinciones entre (a) interacciones sísmicas simétricas y (b) asimétricas. Vista en planta de edificios interactuando. ....	44
<b>Ilustración 13</b> Impacto sísmico de losa-columna entre edificios de varios niveles .....	44
<b>Ilustración 14</b> Mapa de la Provincia de Santa Elena.....	56
<b>Ilustración 15</b> Mapa Geomorfológico del cantón Santa Elena.....	60
<b>Ilustración 16.</b> Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.....	61
<b>Ilustración 17</b> Espectro de respuesta y de diseño de la provincia de Santa Elena .....	65
<b>Ilustración 18</b> Edificación con Junta .....	68
<b>Ilustración 19</b> Edificación con Junta .....	69
<b>Ilustración 20</b> Edificación con Junta .....	70
<b>Ilustración 21</b> Partes de la Losa.....	73
<b>Ilustración 22</b> Viga T.....	74

<b>Ilustración 23</b>	Secciones de Viga T.....	75
<b>Ilustración 24</b>	Armado de Losa Piso 1 de Planta Monolítica.....	81
<b>Ilustración 25</b>	Armado de Losa Piso 1 de Planta con Junta .....	81
<b>Ilustración 26</b>	Norma y unidades del momento .....	97
<b>Ilustración 27</b>	Dimensionamiento del modelo .....	97
<b>Ilustración 28</b>	Espaciamiento Interno del modelo.....	98
<b>Ilustración 29</b>	Creación de materiales .....	98
<b>Ilustración 30</b>	Tipología del material .....	99
<b>Ilustración 31</b>	Definición de las propiedades del material .....	99
<b>Ilustración 32</b>	Dimensionamiento de columnas .....	100
<b>Ilustración 33</b>	Formación de la sección transversal .....	100
<b>Ilustración 34</b>	Dimensionamiento de Columnas .....	101
<b>Ilustración 35</b>	Dimensionamiento de Viga.....	101
<b>Ilustración 36</b>	Empotrado de estructuras.....	102
<b>Ilustración 37</b>	Creación de materiales para la losa.....	102
<b>Ilustración 38</b>	Definición de propiedades de la Losa .....	103
<b>Ilustración 39</b>	Colocación de las losas .....	103
<b>Ilustración 40</b>	Colocación de las cargas sobre la losa .....	104
<b>Ilustración 41</b>	Asignación de las cargas de losa.....	104
<b>Ilustración 42</b>	Parámetros para el espectro de diseño .....	105
<b>Ilustración 43</b>	Parámetros para fuerza sísmica.....	105
<b>Ilustración 44</b>	Espectro de Diseño de la Estructura.....	106
<b>Ilustración 45</b>	Modelamiento de la Primer parte de la edificación en ETABS y configuración estructural en planta.....	106
<b>Ilustración 46</b>	Corrección del Cortante dinámico en Etabs.....	111
<b>Ilustración 47</b>	Espectro de Diseño de la Estructura.....	116
<b>Ilustración 48</b>	Modelamiento de la Segunda parte de la edificación en ETABS y configuración estructural en planta.....	116
<b>Ilustración 49</b>	Corrección del Cortante dinámico en Etabs.....	121
<b>Ilustración 50</b>	Espectro de Diseño de la Estructura.....	127
<b>Ilustración 51</b>	Modelamiento de la Segunda parte de la edificación en ETABS .....	127

<b>Ilustración 52.</b> Corrección de Cortante Dinámico.....	132
<b>Ilustración 53</b> Configuración en planta de la estructura monolítica.....	135
<b>Ilustración 54.</b> Corrección de Cortante Dinámico.....	138
<b>Ilustración 55</b> Momentos para el diseño utilizando la combinación 1.2D +L+SDY .....	144
<b>Ilustración 56</b> Armado de la viga 40x60 .....	154
<b>Ilustración 57</b> Armado de la viga 40x60 .....	154
<b>Ilustración 58</b> Armado de la viga 45x60 .....	155
<b>Ilustración 59</b> Armado de la viga 25x25 .....	155
<b>Ilustración 60</b> Armado de la viga 30x45 .....	156
<b>Ilustración 61</b> Armado de la viga 35x60 .....	156
<b>Ilustración 62</b> Armado de la viga 45x60 .....	157
<b>Ilustración 63</b> Armado de la viga 40x60.....	157
<b>Ilustración 64</b> Armado de columna de 70x75 .....	161
<b>Ilustración 65</b> Diagrama de interacción .....	162
<b>Ilustración 66</b> Armado de columna de 65x75 .....	165
<b>Ilustración 67</b> Diagrama de interacción .....	166
<b>Ilustración 68</b> Armado de columna de 65x75 .....	169
<b>Ilustración 69</b> Diagrama de interacción .....	169
<b>Ilustración 70</b> Armado de columna de 60x75 .....	172
<b>Ilustración 71</b> Diagrama de interacción .....	173
<b>Ilustración 72</b> Armado de columna de 75x85 .....	175
<b>Ilustración 73</b> Armado de columna de 70x70 .....	175
<b>Ilustración 74.</b> Diagrama de Interacción Nominal – Columna 70x75.....	178
<b>Ilustración 75.</b> Diagrama de Interacción Nominal – Columna 65x75.....	181
<b>Ilustración 76</b> Nudo Externo - Primer parte de la Edificación.....	183
<b>Ilustración 77</b> Nudo Externo - Segunda parte de la Edificación .....	185
<b>Ilustración 78</b> Nudo Interno - Primer parte de la Edificación .....	187
<b>Ilustración 79</b> Nudo Interno - Segunda parte de la Edificación .....	189
<b>Ilustración 80</b> Especificaciones de la junta metálica.....	194
<b>Ilustración 81</b> Especificaciones de la junta de goma.....	194

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Factor de Zona Z.....	13
<b>Tabla 2</b> Tipo de suelo y Factores de sitio $F_a$ .....	14
<b>Tabla 3</b> Tipo de suelo y factores de sitio $F_d$ .....	14
<b>Tabla 4</b> Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo $F_s$ .....	14
<b>Tabla 5</b> Coeficientes para el cálculo del Periodo de Vibración .....	17
<b>Tabla 6</b> Factor de importancia I.....	18
<b>Tabla 7</b> Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles .....	19
<b>Tabla 8</b> Configuraciones estructurales recomendadas.....	22
<b>Tabla 9</b> Configuraciones estructurales no recomendadas.....	24
<b>Tabla 10</b> Coeficientes de irregularidad en planta .....	25
<b>Tabla 11</b> Coeficientes de irregularidad en elevación.....	26
<b>Tabla 12</b> Determinación de Coeficiente k .....	28
<b>Tabla 13</b> Combinaciones de cargas.....	30
<b>Tabla 14</b> Derivas de Piso .....	31
<b>Tabla 15</b> Desviación de piso permitida,.....	51
<b>Tabla 16</b> Clasificación de los perfiles según la NEC-2015 .....	57
<b>Tabla 17</b> Clasificación de los suelos de la provincia de Santa Elena según los perfiles de la NEC-2015 .....	58
<b>Tabla 18</b> Clasificación de Unidades Ambientales de la provincia de Santa Elena según los Perfiles de la NEC-2015 .....	59
<b>Tabla 19</b> Valor de factor Z para Santa Elena.....	61
<b>Tabla 20</b> Datos generales de la ciudad de estudio .....	62
<b>Tabla 21</b> Factores para el diseño espectral según NEC-15.....	62
<b>Tabla 22</b> Ordenadas del espectro de respuesta para la provincia de Santa Elena .....	62
<b>Tabla 23</b> Factores para la construcción del espectro de diseño .....	63
<b>Tabla 24</b> Ordenadas del espectro de diseño de la edificación con junta sísmica para la provincia de Santa Elena.....	64

<b>Tabla 25</b> Ordenadas del espectro de diseño de la edificación monolítica para la provincia de Santa Elena.....	64
<b>Tabla 26</b> Distribución de cargas permanentes .....	71
<b>Tabla 27</b> Datos de paredes de la edificación por m2 .....	72
<b>Tabla 28</b> Clasificación de Cargas Vivas .....	73
<b>Tabla 29</b> Dimensiones de las Vigas .....	76
<b>Tabla 30</b> Datos para $\alpha$ .....	76
<b>Tabla 31</b> Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes. ....	78
<b>Tabla 32</b> Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes. ....	79
<b>Tabla 33</b> Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes. ....	79
<b>Tabla 34</b> Tabla para el Diseño de las Losas.....	80
<b>Tabla 35</b> Calculo del As.....	80
<b>Tabla 36</b> Armadura Requerida en Losas.....	80
<b>Tabla 37</b> Predimensionamiento de Columna Interna.....	83
<b>Tabla 38</b> Predimensionamiento de Columna de Borde.....	84
<b>Tabla 39</b> Peso propio de Columnas Internas.....	85
<b>Tabla 40</b> Peso propio de Columnas de Borde.....	85
<b>Tabla 41</b> Datos para el cálculo de la losa para la escalera .....	87
<b>Tabla 42</b> Metrado de cargas tramo I .....	88
<b>Tabla 43</b> Metrado de cargas tramo II.....	89
<b>Tabla 44</b> DATOS PAR ACERO POR TEMPERATURA .....	93
<b>Tabla 45</b> Verificación por Cortante .....	94
<b>Tabla 46</b> Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura.....	107
<b>Tabla 47</b> Cálculo del cortante basal .....	108
<b>Tabla 48</b> Modos de vibración .....	109
<b>Tabla 49.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.....	110
<b>Tabla 50.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y .....	110

<b>Tabla 51</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección x .....	112
<b>Tabla 52</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección y .....	112
<b>Tabla 53</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección x.....	112
<b>Tabla 54</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección y.....	113
<b>Tabla 55</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x.....	113
<b>Tabla 56</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y.....	114
<b>Tabla 57</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x .....	114
<b>Tabla 58</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y .....	114
<b>Tabla 59</b> Índice de estabilidad con sismo en dirección en x.....	115
<b>Tabla 60</b> Índice de estabilidad con sismo en dirección en y.....	115
<b>Tabla 61</b> Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura.....	117
<b>Tabla 62</b> Cálculo del cortante basal .....	118
<b>Tabla 63</b> Modos de vibración .....	119
<b>Tabla 64.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.....	120
<b>Tabla 65.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y .....	120
<b>Tabla 66</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en x.....	122
<b>Tabla 67</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en y.....	122
<b>Tabla 68</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en x.....	123
<b>Tabla 69</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en y.....	123
<b>Tabla 70</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x.....	124
<b>Tabla 71</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y.....	124
<b>Tabla 72</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x.....	125
<b>Tabla 73</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y .....	125
<b>Tabla 74</b> Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en x.....	126
<b>Tabla 75</b> Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en y.....	126
<b>Tabla 76</b> Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura.....	128
<b>Tabla 77</b> Cálculo del cortante basal .....	129
<b>Tabla 78</b> Modos de vibración .....	129
<b>Tabla 79.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.....	130

<b>Tabla 80.</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y .....	130
<b>Tabla 81</b> Derivas inelásticas con sismo en dirección en x.....	132
<b>Tabla 82</b> Derivas inelásticas con sismo en dirección en y.....	133
<b>Tabla 83</b> Irregularidad torsional con sismo en dirección en x .....	133
<b>Tabla 84</b> Irregularidad torsional con sismo en dirección en y .....	134
<b>Tabla 85</b> Índice de estabilidad con sismo en dirección en x.....	134
<b>Tabla 86</b> Índice de estabilidad con sismo en dirección en y.....	135
<b>Tabla 87</b> Cálculo del cortante basal .....	136
<b>Tabla 88</b> Modos de vibración .....	136
<b>Tabla 89</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.....	137
<b>Tabla 90</b> Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y.....	137
<b>Tabla 91</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en x.....	139
<b>Tabla 92</b> Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en y.....	139
<b>Tabla 93</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en x.....	140
<b>Tabla 94</b> Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en y.....	140
<b>Tabla 95</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x.....	141
<b>Tabla 96</b> Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y.....	141
<b>Tabla 97</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x.....	141
<b>Tabla 98</b> Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y.....	142
<b>Tabla 99</b> Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en x.....	142
<b>Tabla 100</b> Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en y.....	143
<b>Tabla 101</b> Momentos de diseño de viga .....	145
<b>Tabla 102</b> Criterio para la separación de estribos.....	153
<b>Tabla 103</b> Datos para viga de 40x60 – Eje X .....	154
<b>Tabla 104</b> Datos para viga de 45x60 – Eje X .....	155
<b>Tabla 105</b> Datos para viga de 25x25.....	155
<b>Tabla 106</b> Datos para viga de 30x45.....	156
<b>Tabla 107</b> Datos para viga de 35x60 – Eje X .....	156
<b>Tabla 108</b> Datos para viga de 45x60 – Eje Y .....	157

<b>Tabla 109</b> Datos para viga de 40x60.....	157
<b>Tabla 110</b> Cargas de momento de la columna .....	162
<b>Tabla 111</b> Cargas de momento de la columna .....	165
<b>Tabla 112</b> Cargas de momento de la columna .....	169
<b>Tabla 113</b> Cargas de momento de la columna .....	173
<b>Tabla 114</b> Datos de Columnas .....	176
<b>Tabla 115</b> Datos de vigas.....	176
<b>Tabla 116</b> Datos para la construcción del diagrama de interacción nominal ..	177
<b>Tabla 117</b> Datos de Columnas .....	179
<b>Tabla 118</b> Datos de vigas.....	179
<b>Tabla 119</b> Datos para la construcción del diagrama de interacción nominal ..	180
<b>Tabla 120</b> Desplazamiento de bloques estructurales de la edificación con junta sísmica con sismo en dirección X.....	191
<b>Tabla 121</b> Presupuesto de estructura irregular tipo L con junta .....	196
<b>Tabla 122</b> Presupuesto de estructura irregular tipo L monolítica .....	196
<b>Tabla 123</b> Comparación entre estructuras.....	197

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PREDISEÑO DE UNA  
EDIFICACION CON GEOMETRIA IRREGULR EN PLANTA TIPO  
L MODELADO SEGÚN ESPECIFICACIONES  
NEC-2015 Y ASCE 7-22”**

**Autores:** Reyes Tomalá Alexis

Suárez Panchana Valeria

**Tutor:** Pinoargote Rovello Vianna, Mg.

## **RESUMEN**

El presente estudio aborda las complicaciones en el diseño de una estructura con geometría irregular mediante un análisis comparativo de dos sistemas estructurales, tomando como marco normativo la NEC-2015 y la ASCE 7-22. Estas regulaciones ofrecen un soporte técnico sólido para evaluar el comportamiento estructural frente a cargas gravitacionales y sísmicas, garantizando soluciones seguras, funcionales y eficientes.

El estudio concluye que las edificaciones con junta sísmica presentan un mejor desempeño ante sismos, al reducir la torsión y controlar mejor los desplazamientos gracias a la independencia de sus bloques. Aunque generan una separación visible, esta puede integrarse sin afectar la estética ni la seguridad.

Se recomienda revisar el espaciamiento de 6 cm y emplear un factor de reducción (R) menor para obtener resultados más conservadores. Además, se señala que la norma NEC-2015 subestima la distancia mínima entre bloques, por lo que se sugiere adoptar el método más preciso de la ASCE 7-16. Finalmente, se propone ampliar los estudios para evaluar distintos tipos de suelo y la viabilidad económica del uso de juntas sísmicas.

***PALABRAS CLAVE:*** Análisis estructural, Juntas sísmica, Irregularidad en Planta, Edificación tipo L, Estructuras

“ESCRIBA EL TITULO DEL TRABAJO EN INGLÉS,  
MAYÚSCULAS Y ENTRE COMILLAS”

**Authors:** Reyes Tomalá Alexis

Suárez Panchana Valeria

**Tutor:** Pinoargote Rovello Vianna, Mg.

## ABSTRACT

This study addresses the problem in designing an irregular geometry structure through a comparative analysis of two structural systems, based on the NEC-2015 and ASCE 7-22 codes. These regulations provide a solid technical framework for assessing structural behavior under gravitational and seismic loads, ensuring safe, functional, and efficient design solutions.

The study concludes that buildings incorporating seismic joints demonstrate better seismic performance, as they reduce torsional effects and improving control over lateral displacements due to the independence of each structural block. Although seismic joints create a visible separation, this can be integrated into the design without compromising aesthetics or safety.

It is recommended to review the current spacing of 6 cm and to use a lower response modification factor (R) in order to obtain more conservative results. Also, the NEC-2015 is found to underestimate the minimum separation distance between adjacent structures; therefore, adopting the more accurate method proposed by ASCE 7-16 is suggested. Finally, it is proposed to extend future studies to include different soil types and an evaluation of the economic feasibility of implementing seismic joints.

**KEYWORDS:** *Structural analysis, Seismic joints, Plan irregularity, L-shaped building, Structures*

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

## 1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El diseño estructural de edificaciones que cuentan con plantas irregulares implica un desafío significativo para la ingeniería civil, especialmente en países con alta actividad sísmica como Ecuador. La elevada demanda de construcciones que combinen diseños arquitectónicos extravagantes con funcionalidad técnica ha llevado a las áreas de ingeniería y arquitectura a apostar por configuraciones poco convencionales. Sin embargo, esto genera complejidades adicionales en el diseño estructural, y en las etapas iniciales de planificación, esto debido a su comportamiento frente a cargas gravitacionales y sísmicas (Pérez & Doz, 2018).

A diferencia de las configuraciones de estructuras regulares, las edificaciones con geometría irregular tienden a concentrar esfuerzos y momentos en puntos poco comunes, esto puede originar tanto zonas vulnerables y efectos de torsión indeseados. Esta condición incrementa el riesgo de daños severos o incluso el colapso durante un sismo, pues su comportamiento dinámico es menos predecible, complicando la evaluación de desempeño (Tamayo, 2020).

En Ecuador, tanto por su ubicación y características geológicas, la cual se rige por la norma (NEC-2015) prioriza la seguridad estructural ante acontecimientos sísmicos extremos. Sin embargo, no indica de forma minuciosa las especificaciones que deben cumplir las edificaciones con plantas irregulares. Esto exige a los profesionales a adaptar o extrapolar criterios tradicionales para aplicarlos en estas distribuciones (Alarcón & Muñiz, 2019).

Uno de los principales problemas de estructuras con geometría irregular es la aparición de torsión, esta es causada por la falta de simetría en la

distribución de masas y rigideces (Pin, Verenice & Ruiz, 2022). En edificios convencionales la rigidez se distribuye de forma uniforme para minimizar estos efectos, y aquellos que tienen geometría irregular la asimetría puede generar comportamientos dinámicos ineficientes, con concentraciones adicionales de esfuerzos y desplazamientos, lo que incrementa el riesgo de fallos localizados. Otro problema considerable es la falta de sistemas informáticos optimizados para estas geometrías, lo que afecta la eficiencia en resistencia, economía y facilidad para construir (Cedeño, 2022). Esta falta de información local dificulta el diseño óptimo y limita la capacidad de garantizar soluciones que sean tanto eficientes como rentables.

En el tema financiero, las formas no convencionales suelen implicar gastos mayores a edificaciones con estructuras más convencionales debido a su complejidad del diseño, la necesidad de sistemas especializados y técnicas constructivas avanzadas (Panchana & Reyes, 2020). Por esto no es suficiente asegurar la resistencia o nivelar eficiencia estructural, sino también evaluar la viabilidad económica.

El análisis de estas edificaciones espera demostrar la correcta disposición y elección de juntas estructurales que permitan absorber y disipar movimientos sísmicos sin crear una tensión excesiva que desemboque en daños a la estructura y mucho menos un colapso (Pin, Verenice & Ruiz, 2022). Estas juntas deben aportar la flexibilidad necesaria para que las deformaciones inducidas por los sismos no causen daños significativos (Arellano & Cavallin, 2018).

Este análisis se centra en evaluar el uso de juntas sísmicas, considerando cómo estas contribuyen a mejorar el desempeño estructural al permitir que la edificación responda de manera segura frente a las cargas sísmicas, sin afectar su funcionamiento ni su continuidad operativa.

## 1.2. ANTEDECENTES

Las construcciones con plantas de geometría regular han sido las más comunes históricamente, esto debido a que su diseño estructural es más sencillo y permite una distribución uniforme de cargas, lo que facilita su diseño, su cálculo financiero y por último y más importante, permite predecir su comportamiento, tanto en condiciones estáticas como dinámicas (Arellano & Cavallin, 2018).

La simetría y las formas regulares dan ventajas en términos de seguridad y eficiencia, además incluso cuentan con un historial que asegura su eficacia. Sin embargo, la búsqueda de propuestas arquitectónicas más llamativas y que sean funcionales impulsan activamente el desarrollo de edificaciones con estructuras que tengan geometrías irregulares. Estas soluciones, aunque son visualmente llamativas, significan desafíos técnicos añadidos a la obra en cuestión, más aún teniendo en cuenta que nos encontramos en una región donde la experiencia en este tipo de diseños aún es limitada (González, 2022).

Las plantas que siguen una geometría irregular suelen ser la respuesta a necesidades específicas como el aprovechamiento de espacio o el adaptarse a terrenos complejos, así como para expresar una identidad arquitectónica única (Pérez & Doz, 2018). Sin embargo, la falta de simetría genera una distribución desigual de cargas gravitacionales y laterales, lo que complica el análisis y dimensionamiento estructural. Mientras que en diseños regulares las cargas se reparten de manera equilibrada, en los irregulares tienden a concentrarse en ciertas zonas, provocando desplazamientos inesperados y torsiones que superan lo previsto por métodos convencionales (Arellano & Cavallin, 2018).

Este problema implica peligro cuando estamos frente a cargas dinámicas, como las que se aplican a estructuras en eventos sísmicos. Normativas como la ASCE 7-22 y la NEC-2015 reconocen esta situación y proponen especificaciones que se deben tener en cuenta en el prediseño. Sin embargo,

su aplicación en la práctica constructiva se ve limitada por la falta de experiencia y formación técnica de la mano de obra del país (González, 2022).

Muchas metodologías tradicionales fueron diseñadas para edificios que cuenten con únicamente geometrías regulares, por lo que al aplicarlas en estructuras irregulares no reflejan su comportamiento real. Por ejemplo, los análisis lineales elásticos pueden pasar por alto concentraciones de esfuerzos o modos de falla por torsión. El resultado de estos inconvenientes se ha observado en colapsos documentados internacionalmente, como los edificios Pyne Gould y CTV en Christchurch, Nueva Zelanda, durante el terremoto de 2011, donde la torsión que no se analizó resultó ser un factor determinante al momento del colapso (Granizo Sebastián, 2013). Asimismo, otros eventos, como el colapso del edificio Ronan Point en Reino Unido (1968) y el Hotel New World en Singapur (1986), también demostraron el riesgo de usar metodología no específica para los diseños irregulares y motivaron reformas normativas para mejorar la resistencia ante cargas accidentales (Trujillo Santiago, 2020; Bautista & Inca, 2023).

En Ecuador los colapsos de estructuras no han sido frecuentes, sin embargo, el terremoto de 2016 dejó daños significativos en edificaciones cuyas estructuras siguen geometrías irregulares en ciudades como Portoviejo y Manta. La combinación de alta intensidad sísmica y distribución asimétrica de masas generó concentraciones de esfuerzos que comprometieron la integridad estructural en algunas edificaciones, causó daños visibles o incluso su colapso (Panchana & Reyes, 2020).

Para poder resistir estos retos, es vital analizar intensamente y también utilizar equipos de modelado estructural. Programas como ETABS, SAP2000 permite simular y realizar una evaluación que representan con mayor fidelidad el comportamiento estructural ante diferentes escenarios. La NEC-2015 se ha vuelto más precisa en el aspecto de diseño de edificaciones irregulares, incluyendo verificaciones de torsión, de desplazamiento y de rigidez (Santos & Soriano, 2021).

A pesar de los retos, las edificaciones irregulares siguen en una demanda cada vez más alta, debido a esto se necesitan soluciones especializadas en este tipo de edificaciones. El objetivo es lograr construcciones que fusionen funcionalidad, estética y seguridad, teniendo en cuenta un presupuesto no elevado (Saltos, 2021).

Aunque la NEC-2015 es una normativa adecuada para el diseño de este tipo de edificaciones, su aplicación en algunos casos reales presenta limitaciones como los mencionados previamente. Este trabajo de titulación propone adaptar metodologías internacionales a las condiciones locales, teniendo siempre en cuenta factores como la actividad sísmica, calidad de materiales y experiencia constructiva nacional; para mejorar el desempeño estructural y reducir los riesgos frente a eventos extremos (Alarcón & Muñoz, 2019).

### **1.3. HIPÓTESIS**

El análisis comparativo estructural permitirá revelar diferencias en el desempeño estructural entre una edificación con sistema estructural aporticado con configuración monolítica y otra segmentada mediante juntas sísmicas, permitiendo determinar cuál de las dos alternativas ofrece una respuesta más eficiente y mayores condiciones de seguridad frente a sollicitaciones sísmicas.

El predimensionamiento eficaz de las juntas estructurales en edificaciones con geometrías irregulares, acorde al direccionamiento que se especifica en las normas NEC-2015 y ASCE 7-22 asegura una repartición uniforme de las fuerzas sísmicas y de igual manera reduce las concentraciones de esfuerzos. Esto aporta una ventaja a la estabilidad general de la estructura y reduce el riesgo de fallos graves durante sismos.

Si se comparan las juntas plásticas y metálicas junto con los métodos de sellado, observándolo desde un enfoque arquitectónico y estructural, entonces es posible determinar la opción que ofrezca una mejor conexión entre funcionalidad, durabilidad y estética, mejorando la seguridad estructural y la eficacia del diseño de la edificación.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo General.**

Realizar la evaluación y predimensionamiento estructural de una edificación de 8 niveles con geometría irregular en planta tipo L, modelado conforme a los lineamientos de las normas NEC-2015 y ASCE 7-22.

### **1.4.2. Objetivos Específicos.**

- Evaluar el comportamiento de la edificación, usando sistemas de análisis estáticos y dinámicos, indicando las áreas críticas de esfuerzos, desplazamientos y rotaciones, siempre cumpliendo las normas NEC-2015 y ASCE 7-22.
- Comparar el rendimiento estructural bajo cargas dinámicas y estáticas de una estructura con sistema estructural aporticado mediante dos configuraciones diferentes, evaluando su influencia en la estabilidad global, así como su eficiencia económica y también su capacidad de disipación sísmica.
- Analizar desde un diseño arquitectónico y estructural, la función de juntas plásticas y metálicas; viendo su comportamiento con las técnicas de sellado aplicadas, identificando la alternativa que proporcione el mejor equilibrio entre funcionalidad, durabilidad y estética en el diseño de la edificación.

## 1.5. ALCANCE

El presente documento tiene como finalidad analizar estructuralmente un prediseño detallado de una edificación que presenta una geometría irregular en planta, siguiendo los parámetros indicados en las normativas NEC-2015 y ASCE 7-22. Se evaluará el comportamiento estructural de la construcción frente a diversas solicitaciones, priorizando las demandas específicas causadas por su configuración irregular. De esta forma se puede identificar la mejor estrategia para diseñar este tipo de estructuras, tanto estructural como financieramente.

Para realizar este análisis se utilizará software especializado que permitirá simular de manera precisa la respuesta de la edificación ante cargas sísmicas, cargas muertas y cargas vivas. Mediante estas simulaciones se busca identificar qué sistema estructural brinda el mejor desempeño frente a las particularidades de la planta irregular, y que al mismo tiempo resulte la alternativa más rentable desde el punto de vista económico. El estudio abarcará tanto las solicitaciones sísmicas como las deformaciones desplazamientos y concentraciones de esfuerzos que puedan afectar la integridad y funcionalidad de la estructura con base en ello se plantearán soluciones técnicas orientadas a mejorar el comportamiento estructural.

Los datos obtenidos se podrán usar como una base para futuros ingenieros civiles y arquitectos que se encuentren a cargo de diseñar proyectos similares. El análisis minucioso permitirá comprender de mejor forma la relación entre el diseño estructural, la seguridad ante sucesos sísmicos y la economía del proyecto.

El estudio reconoce ciertas limitaciones: No se abordará el diseño estético o arquitectónico, ya que el enfoque principal es el análisis estructural y la optimización del comportamiento sísmico. Tampoco se realizarán estudios geotécnicos propios; en su lugar, se utilizarán datos de investigaciones previas como tesis y trabajos técnicos de la misma zona como referencia para el análisis estructural.

## **1.6. VARIABLES**

### **1.6.1. Variables Dependientes.**

- El enfoque de la variable dependiente es la conducta estructural de la edificación. Se incluirá el estudio de la repartición de esfuerzos, deformaciones experimentadas, la torsión incluida y las concentraciones de cargas en zonas críticas.
- Se evaluará la capacidad de la edificación para mantener su estado óptimo bajo las fuerzas aplicadas en sus zonas críticas.

### **1.6.2. Variables Independientes.**

- La característica principal que se estudia es la geometría irregular en planta de la edificación. Este tipo de configuración provoca variaciones en la distribución de cargas y genera efectos torsionales, así como concentraciones de esfuerzos que afectan significativamente la respuesta global de la estructura.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. ANÁLISIS LINEAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

El análisis lineal de estructuras constituye una base clásica en ingeniería estructural que parte del supuesto de un comportamiento elástico lineal: es decir, que las deformaciones y desplazamientos son proporcionales a las cargas aplicadas, y que los materiales permanecen dentro de su región elástica. Bajo este marco, el principio de superposición permite calcular los efectos estructurales (desplazamientos, esfuerzos, curvas momento-deformación) producidos por múltiples cargas, como si cada carga actuara independientemente, y luego sumar sus respuestas (Levy & Spillers, 2003).

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-205, Sección NEC-SE-DS), una estructura puede ser estudiada mediante la obtención de fuerzas laterales, ya sea mediante una evaluación estática o dinámica. El análisis dinámico permite implementar efectos como la torsión accidental y la participación de modos de vibración distintos al fundamental, de esta forma se proporciona una evaluación mucho más precisa del comportamiento sísmico de la edificación. Este tipo de análisis es especialmente relevante cuando se requiere mayores niveles de detalle en la representación de la respuesta estructural frente a cargas sísmicas, y así poder asegurar que los desplazamientos, fuerzas internas y ductilidad cumplan con los criterios de seguridad y desempeño (Levy & Spillers, 2003).

## **2.2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO NEC (NEC-SE-DS)**

La norma ecuatoriana NEC-SE-DS del 2015 para “Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente” define la metodología a seguir y también las exigencias que se deben cumplir para disminuir el riesgo sísmico, para alcanzar niveles aceptables. Estos lineamientos se orientan a asegurar que las estructuras que se construyan cumplan características de resistencia frente a sismos, adaptadas al contexto del Ecuador, y su cumplimiento es de carácter obligatorio para proteger la vida de las personas en caso de que ocurra un terremoto.

### **2.2.1. Espectro de Diseño en Aceleración $S_a(T_a)$ .**

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015), el Espectro de Diseño en Aceleración  $S_a(T_a)$  es básicamente una curva que muestra cómo responde una edificación frente a un sismo, dependiendo de su período de vibración  $T_a$ .

Dicho de forma simple, esta curva nos indica qué aceleración sísmica debe considerarse en el diseño de una estructura, según su altura, rigidez y las condiciones del suelo donde se construye. Así, una edificación baja y rígida tendrá un comportamiento distinto al de un edificio más flexible y alto, y el espectro nos ayuda a reflejar esas diferencias.

Para obtenerlo, según la NEC primero se debe definir un espectro elástico, que refleje la amenaza sísmica de la zona y los efectos del suelo. Luego, este se debe ajustar con factores que consideran el comportamiento inelástico de la estructura y la importancia del

edificio, dando como resultado el espectro de diseño que finalmente se usara en los cálculos.

La forma del espectro es característica:

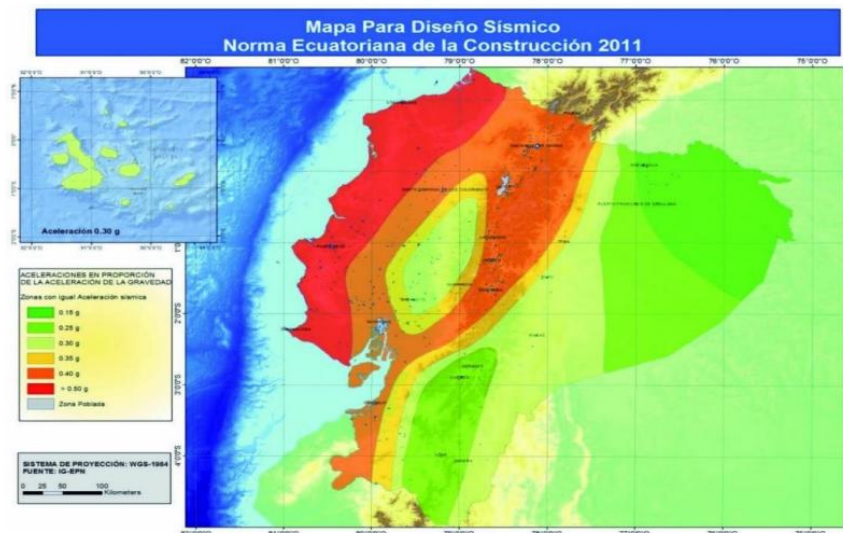
- En **períodos cortos**, la aceleración es prácticamente constante.
- En **períodos intermedios**, domina la velocidad.
- En **períodos largos**, lo que controla es el desplazamiento.

Gracias a esta herramienta, se puede transformar la información del peligro sísmico en las fuerzas laterales de diseño que realmente deben emplearse a un edificio, verificando que tenga un comportamiento admisible en caso de un terremoto.

### 2.2.2. Factor de Zona Z.

Según lo establecido en la NEC-2015, dentro del apartado correspondiente a cargas sísmicas, el valor asignado a la zona sísmica (Z) dependerá de la ubicación geográfica del proyecto, la cual debe corresponder a una de las seis zonas sísmicas definidas y representadas en la siguiente ilustración.

**Ilustración 1** Zonas Sísmicas para Propósitos de Diseño y Valor del Factor de Zona Z



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica utilizado para el diseño se basa en los resultados del análisis de peligro sísmico correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en un período de 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Dicho estudio contempla una saturación de 0.50 g en los valores de aceleración sísmica en roca para la región litoral del Ecuador, lo que define las características de la zona VI (MIDUVI, NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015).

**Tabla 1** *Factor de Zona Z*

ZONA SÍSMICA	VALOR FACTOR Z	CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO
I	0.15	Intermedia
II	0.25	Alta
III	0.30	Alta
IV	0.35	Alta
V	0.40	Alta
VI	≥ 0.50	Muy Alta

*Fuente.* Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### **Perfiles de Suelo para Diseño Sísmico**

La normativa ecuatoriana indica seis categorías de perfiles de suelo destinados al diseño sísmico los cuales se detallan en la siguiente tabla.

#### **2.2.3. Factores de Sitio.**

La elaboración del espectro de diseño depende de la relación entre la zona sísmica y el tipo de suelo donde se levantará la edificación

#### **Coefficiente de Amplificación de Suelo en la Zona de Período corto $F_a$**

**Tabla 2** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$ 

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### Coefficiente de Amplificación de Suelo $F_d$ .

**Tabla 3** Tipo de suelo y factores de sitio  $F_d$ 

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### Coefficiente de Amplificación de Suelo $F_s$

Incorpora los efectos derivados del comportamiento no lineal del terreno, considerando la variación del período fundamental del sitio en función de la intensidad y del contenido frecuencial de la excitación sísmica, así como los desplazamientos relativos del suelo, tanto en los espectros de aceleración como en los de desplazamiento.

**Tabla 4** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ 

TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### Razón entre la Aceleración Espectral y el PGA,

La relación entre  $S_a/z$  en condiciones de roca, donde el valor de  $\eta$  varía según la región del Ecuador en la que se proyecte la edificación, obteniéndose los valores que se detallan a continuación.

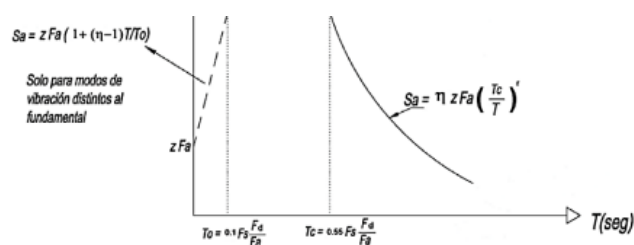
$\eta$ : 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta$ : 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta$ : 2.60: Provincias del Oriente

### 2.2.4. Construcción del Espectro de Respuesta de Diseño.

**Ilustración 2** *Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño*



**Fuente.** *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), el cálculo del espectro de aceleración depende tanto de las condiciones del suelo como del uso previsto de la edificación. Esta norma establece que existen dos expresiones distintas para definir el espectro sísmico de diseño, cuya aplicación se selecciona en función del período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ) y de un período límite denominado  $T_c$ , el cual delimita el comportamiento del espectro elástico de aceleraciones.

La elección de la ecuación adecuada depende del valor de  $T$ , y de si este es menor o mayor que  $T_c$ , ya que este último parámetro refleja el punto de inflexión en la respuesta estructural frente a diferentes frecuencias de movimiento sísmico.

### **Ecuación 1**

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

### **Ecuación 2**

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Los datos para la definición espectral de diseño son:

***S<sub>a</sub>***: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

***T***: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

***T<sub>c</sub>***: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el límite de diseño.

***Z***: Aceleración máxima en roca esperada para el diseño.

***r***: Factor usado en el espectro de diseño elástico el cual depende del tipo de suelo utilizado en el estudio

***r***: 1 para todos los suelos (excepto el tipo E)

***r***: 1.5 para suelo tipo E

## **2.2.5. Periodo de Vibración.**

La normativa establece dos procedimientos para estimar el período aproximado de vibración, cuyos valores de *T* constituyen una referencia inicial adecuada del comportamiento dinámico de la estructura y sirven como base para determinar la fuerza sísmica que debe aplicarse en el diseño de la edificación.

### **Método 1**

Para estructuras de edificación el periodo aproximado puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

### **Ecuación 3**

$$T = C_t h_n^\alpha$$

**Donde:**

***C<sub>t</sub>*** y ***α***: coeficientes que dependen del tipo de estructura

***h<sub>n</sub>***: Altura de la edificación medida desde la base en metros

**Tabla 5** *Coefficientes para el cálculo del Periodo de Vibración*

<b>Tipo de Estructura</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>Estructura de Acero</b>		
Sin Arriostramientos	0.072	0.8
Con Arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos Especiales de Hormigón Armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

**Fuente.** *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

## **2.2.6. Sistema Estructural.**

### **2.2.6.1. Pórtico Especial Resistente.**

Una estructura compuesta por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso está concebida para resistir tanto cargas verticales como acciones sísmicas. En este sistema, el pórtico y las uniones viga-columna poseen la capacidad de soportar dichas sollicitaciones, mientras que su diseño y detallado se enfocan en garantizar un comportamiento estructural dúctil (NEC-SE-DS, 2015).

### **2.2.6.2. Coeficiente de Importancia y Factor de Resistencia Sísmica $R$ .**

El factor de importancia es un parámetro esencial dentro del diseño sismorresistente, por lo que actúa como un aumento de demanda sísmica sobre la estructura. Este incremento no responde únicamente a un criterio numérico, sino a la necesidad de garantizar que la edificación destinada a funciones críticas como los hospitales o estaciones de bomberos mantengan su operatividad antes y después de un evento sísmico. Por lo tanto, el factor de importancia garantiza un mayor nivel de seguridad y desempeño estructural en edificaciones de vital importancia.

En cambio la NEC-SE-DS (2015) establece el uso del factor de reducción de respuesta (R), el cual admite disminuir las fuerzas sísmicas de diseño bajo el supuesto de que la estructura posea un adecuado nivel de ductilidad. Este comportamiento dúctil simboliza la capacidad del sistema para disipar energía durante un sismo mediante la formación controlada de rótulas plásticas en zonas anteriormente detalladas, de esta manera se evita daños severos en los elementos principales. El diseño no busca suprimir por completo las deformaciones, sino concentrarlas en regiones específicas y reparables, certificando la estabilidad general de la edificación.

El valor del coeficiente se establece considerando la categoría y el tipo de uso asignado a la edificación, conforme a lo indicado en la tabla a continuación.

**Tabla 6** *Factor de importancia I*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, Destino e Importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
Edificaciones Esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación Especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras Estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Fuente.** *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

**Tabla 7** *Coficiente R para sistemas estructurales dúctiles*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

**Fuente.** *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

### **2.2.7. Regularidad Estructural.**

La sección 5.2 del NEC-2015 (NEC-SE-DS) establece cuáles configuraciones estructurales son recomendables y cuáles no, tomando en cuenta factores como la altura de los entresijos, las variaciones en rigidez, así como la regularidad de la estructura tanto en planta como en elevación.

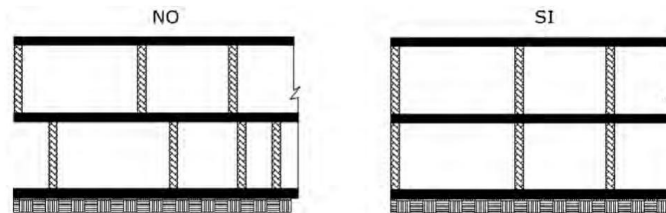
### **2.2.8. Configuración Estructural.**

#### **2.2.8.1. Continuidad Vertical.**

Para que los pórticos y muros se consideren como elementos resistentes a momento, deben estar firmemente conectados a la cimentación. Cada uno de los sistemas estructurales debe presentar una continuidad que comience desde la cimentación hasta el muro superior más cercano, aunque sea un entresijo o una cubierta. En las edificaciones de dos niveles, los pórticos y muros portantes que

atraviere el entrepiso deben prolongarse hasta la cubierta para formar parte del sistema resistente del segundo nivel. En consecuencia, las columnas y muros del segundo piso que no estén directamente conectados con la cimentación no pueden considerarse elementos estructurales aptos para resistir cargas horizontales

**Ilustración 3** Continuidad en elevación para edificaciones

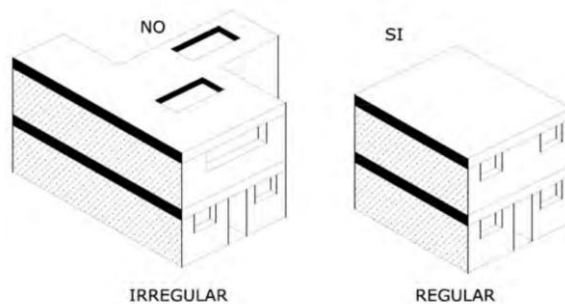


**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

#### 2.2.8.2. Regularidad en Planta.

La forma del sistema de piso en planta debe ser tan regular y simétrica como sea posible, prefiriéndose formas rectangulares o cuadrangulares, siempre que la relación larga/ancho no supere el valor de 4 y que ninguna dimensión exceda de 30 metros. Caso contrario deberán utilizarse juntas constructivas, de acuerdo con lo estipulado en la sección NEC-SE-VIVIENDA, 3.6. Las aberturas en el piso no deben superar el 50% de la superficie total del mismo, y ninguna abertura individual puede exceder el 25% del área total del piso.

**Ilustración 4** Planeamiento regular en edificaciones

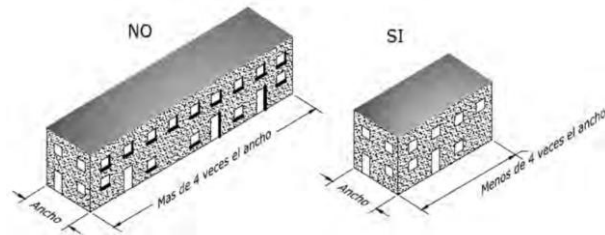


**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.2.8.3. Regularidad en Elevación.

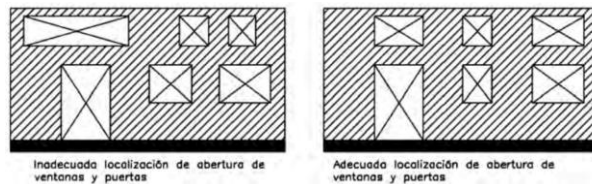
Se debe evitar las irregularidades geométricas en alzado. Cuando la estructura tenga forma irregular en elevación, podrá descomponerse en formas regulares asiladas, cumpliendo con la especificación para juntas sísmicas dada en la sección NEC-SE-VIVIENDA, 3.6.

**Ilustración 5** Relación de aspecto, largo/ancho en edificaciones



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Ilustración 6** Localización de aberturas

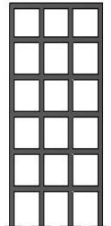
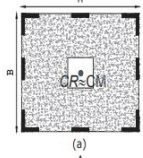
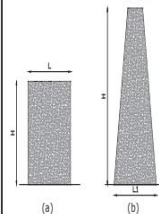
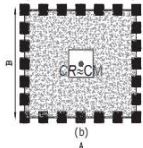
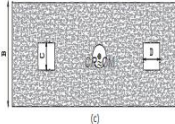


**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.2.8.4. Configuraciones Estructurales Recomendadas.

Las configuraciones estructurales consideradas recomendables reciben un factor de “penalización” igual a 1, lo cual significa que no se produce un aumento en el cortante basal de diseño.

**Tabla 8** Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{E1}$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{P1}$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{E1}$			
			

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.2.8.5. Configuraciones Estructurales no Recomendadas.

Para este tipo de estructuras, la NEC exige el uso de coeficientes de “castigo” por irregularidades en planta y en elevación, esto implica un aumento en el cortante basal de diseño. Sin embargo, este ajuste no garantiza que la estructura tenga un buen comportamiento sísmico.

Cuando una estructura presenta configuraciones que no son recomendadas, la NEC aplica ciertos factores de penalización por las irregularidades tanto en planta como en altura lo cual incrementa el cortante basal de diseño. Aun así, este incremento no garantiza que la edificación responda de manera adecuada ante un sismo

La ilustración n\* muestra las tipologías de irregularidades en planta y elevación que suelen presentarse con mayor frecuencia en edificaciones, incluyendo discontinuidades en los ejes verticales, muros apoyados sobre columnas, pisos débiles o con resistencia desigual, columnas cortas y el desplazamiento de los planos de acción de los elementos verticales.

### 2.2.9. Coeficientes de Regularidad en Planta.

Ecuación 4

$$\phi_p = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Donde:

$\phi_p$ : coeficiente de regularidad en planta

$\phi_{PA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso i de la estructura en caso de irregularidades tipo 1, 2 y 3

En el caso de estructuras con irregularidades tanto en planta como en elevación, la NEC-SE-DS establece la obligatoriedad de aplicar coeficientes de configuración estructural. Estos coeficientes tienen como objetivo ajustar el diseño para considerar las irregularidades presentes en la estructura. La Tabla 13 y la Tabla 14 de la norma detallan las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las edificaciones, junto con la severidad de cada una.

### 2.2.10. Coeficientes de Irregularidad en Elevación.

Ecuación 5

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Donde:

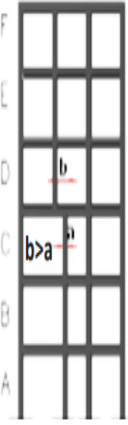

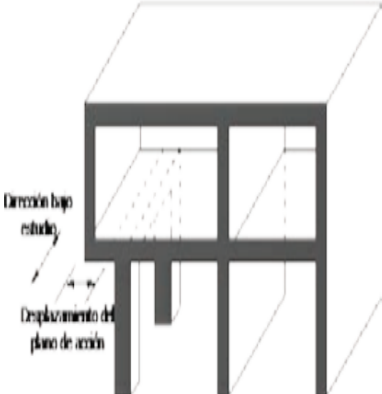

$\phi_E$ : coeficiente de regularidad en elevación

$\phi_{EA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso i de la estructura

$\phi_{EB}$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso i de la estructura en caso de irregularidades tipo 1  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y 3.

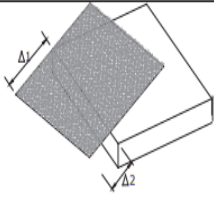
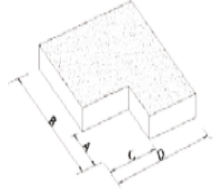
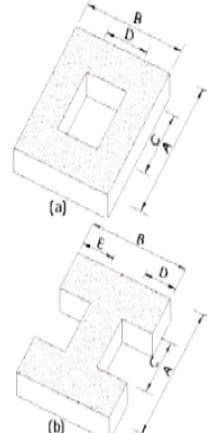
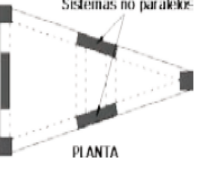
$\phi_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación

**Tabla 9** Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B &lt; 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	 <p>Dirección bajo estudio</p> <p>Desplazamiento del plano de acción</p>
<p><b>Columna corta</b></p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

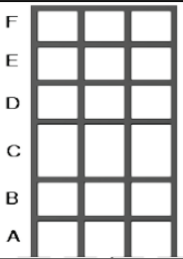
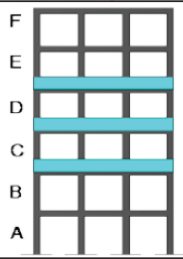
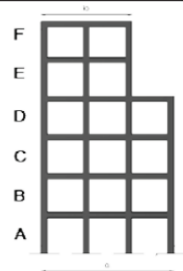
**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 10** Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_p=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_p=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 11** Coeficientes de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1</b> - Piso flexible  <math>\phi_E=0.9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2</b> - Distribución de masa  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3</b> - Irregularidad geométrica  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.2.11. Diseño Sísmico Basado en Fuerzas (DBF).

En diseños sísmicos de estructuras que están basados en fuerzas, el procedimiento general se basa en la elaboración del espectro de diseño, la estimación del período fundamental de la estructura, la determinación del cortante basal, la distribución de las fuerzas sísmicas en los diferentes pisos y, finalmente, la verificación de las derivas.

### 2.2.12. Cortante Basal de Diseño V.

Es la fuerza sísmica total que debe considerarse en la base de una estructura para fines de diseño sismo-resistente. Esta fuerza representa la demanda sísmica horizontal que la estructura debe resistir en su base durante un evento sísmico.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS, 2015), el valor de  $V$  se determina mediante la siguiente expresión:

**Ecuación 6**

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E}W$$

**Donde:**

$S_a(T_a)$ : Espectro de diseño en aceleración

$\phi_p$  y  $\phi_E$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación

$I$ : Coeficiente de importancia

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica

$V$ : Cortante Basal total de diseño

$W$ : Carga Sísmica reactiva

$T_a$ : Periodo de vibración

### **2.2.13. Distribución Vertical de Fuerzas sísmicas Laterales.**

Para garantizar un adecuado diseño sísmico, la fuerza lateral de diseño debe ser, como mínimo, equivalente al cortante basal  $V$  determinado mediante el método estático equivalente descrito en la norma; además, si se emplean análisis dinámicos, esta fuerza debe ser al menos  $0.8V$  para estructuras regulares o  $0.85V$  para las irregulares.

Las fuerzas sísmicas laterales deben aplicarse en cada nivel de la edificación en el centro de masa, considerando además una excentricidad accidental del 5 % respecto a la dimensión máxima del edificio, con el fin de contemplar posibles efectos torsionales no previstos (Mohamed & Mehana, 2020).

La distribución vertical de dichas fuerzas suele representarse de forma aproximada por una variación triangular, según la expresión normativa pertinente.

**Ecuación 7**

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x h_x^k}$$

**Donde:**

$F_x$ : Fuerza sísmica lateral aplicada en el piso x de la estructura

$w_x$ : Carga reactiva asignada al piso x de la estructura

$h_x$ : Altura del piso x de la estructura medida desde la base

$k$ : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura

El coeficiente se determina mediante la siguiente tabla:

**Tabla 12** Determinación de Coeficiente  $k$

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

*Fuente. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

## 2.2.14. Movimiento Torsionales Accidentales y Torsión Accidental.

**Ecuación 8**

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{max}} \right)^2$$

**Donde:**

$A_x$ : Factor de amplificación (no debe exceder un valor igual a 3)

$\delta_{max}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{max}$ : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

## **2.3. CARGAS**

Las cargas se definen como las fuerzas o acciones que actúan sobre una estructura y que esta debe ser capaz de resistir sin comprometer su estabilidad ni funcionalidad. Estas acciones pueden ser de origen natural, como el viento o los sismos, o de origen humano, como el peso de los ocupantes y los muebles dentro de un edificio.

### **2.3.1. Cargas Variables (Vivas).**

Se caracterizan por cambiar con el tiempo y dependen del uso de la edificación, como la ocupación de personas, mobiliario, equipos móviles, entre otros (NEC-SE-CG, 2015).

### **2.3.2. Cargas Permanentes (Muertas).**

Son aquellas que permanecen constantes durante la vida útil de la estructura. Incluyen el peso propio de los elementos estructurales, elementos no estructurales, instalaciones fijas y acabados (NEC-SE-CG, 2015).

### **2.3.3. Cargas Accidentales o Especiales.**

Son aquellas que ocurren de forma eventual, como sismos, viento, nieve o impacto de vehículos. Estas requieren un tratamiento específico en el diseño por su naturaleza impredecible (Chopra, 2012).

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño Sismo Resistente, la carga sísmica se define como la carga reactiva ante un evento sísmico, y se representa mediante el símbolo  $W$  (NEC-SE-DS, 2015, p. 58).

Esta norma establece el método para calcular dicha carga, diferenciando entre dos tipos de situaciones: el caso general y el caso especial, esto es en función del uso y características de la edificación.

En el caso general, aplicable a la mayoría de las construcciones, la carga sísmica se obtiene mediante la expresión:

**Ecuación 9**

$$W = D + 0.25L,$$

**Donde:**

**D:** Representa la carga muerta total de la estructura.

**L:** Corresponde a la carga viva asociada al uso del piso.

Por otro lado, en el caso especial, correspondiente principalmente a edificaciones destinadas a bodegas o almacenamiento de materiales, la carga sísmica se incrementa considerando una mayor proporción de carga viva, y se calcula con la fórmula:

**Ecuación 10**

$$W = D + 0.5L$$

**2.3.4. Combinaciones de Carga.**

Las combinaciones de carga representan la acción simultánea de dos o más tipos de cargas que pueden actuar sobre una estructura durante su vida útil. Estas combinaciones permiten evaluar el comportamiento del sistema estructural bajo condiciones realistas, considerando tanto acciones permanentes como variables, accidentales o extremas. Su correcta formulación es esencial para garantizar la seguridad estructural, la funcionalidad, y la economía del diseño.

A continuación, se detallan las combinaciones de carga que se requieren para el desarrollo de la presente investigación.

**Tabla 13** *Combinaciones de cargas*

NOMBRE	COMBINACIÓN	
<b>Combinación 1</b>	$1.4 D$	
<b>Combinación 2</b>	$1.2 D + 1.6 L$	<b>D:</b> Carga Muerta
<b>Combinación 3</b>	$1.2 D + L + 0.3 E_y$	<b>L:</b> Carga Viva
<b>Combinación 4</b>	$1.2 D + L + E_x + 0.3 E_y$	<b>E<sub>x</sub>:</b> Carga de Sismo en x
<b>Combinación 5</b>	$0.9 D + E_x + 0.3 E_y$	<b>E<sub>y</sub>:</b> Carga de Sismo de y
<b>Combinación 6</b>	$0.9 D + E_y + 0.3 E_x$	

**Fuente.** *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).*

## 2.4. DERIVAS DE PISO

Las derivas de piso se determinan evaluando la diferencia de desplazamiento entre la parte superior e inferior de un nivel determinado. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece una tabla con valores máximos permitidos para estas derivas, dichos valores no deben ser sobrepasados, garantizando el desempeño adecuado de la estructura enfrentando movimientos laterales. El control de las derivas se efectúa considerando las derivas inelásticas máximas de cada nivel, las cuales se determinan a través de la siguiente fórmula:

**Ecuación 11**

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

**Donde:**

$\Delta_M$ : Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$ : Deriva elástica obtenida por la amplificación de fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica

De acuerdo con NEC-SE-DS-2015, la deriva máxima de cada piso no debe superar los límites de deriva inelástica indicados en la tabla siguiente, donde dichos valores se expresan como un porcentaje respecto a la altura del piso.

**Tabla 14** *Derivas de Piso*

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima (sin unidad)</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

## 2.5. ÍNDICE DE ESTABILIDAD

El índice de estabilidad según (NEC-SE-DS, 2015), establece que será calculado mediante la siguiente formula:

**Ecuación 12**

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

**Donde:**

**$Q_i$ :** Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

**$P_i$ :** Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

**$V_i$ :** Cortante sísmico del piso i.

**$\Delta_i$ :** Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

**$h_i$ :** Altura del piso i considerado.

Debe cumplir que  $Q_i < 0.3$ , si  $Q_i$  es mayor que 0,3 se establece que la estructura es inestable por lo que es necesario rigidizarla. Para considerar el efecto P- $\Delta$ ,  $Q_i$  deberá ser mayor a 0,1 y menor a 0,3, si  $Q_i$  no cumple con lo anterior, no será necesario calcular el efecto P-  $\Delta$ . Cuando se toman en cuenta los efectos P- $\Delta$ , se determina un factor de amplificación que debe aplicarse a las derivas obtenidas, así como a las fuerzas internas y a los momentos de la estructura derivados de las cargas laterales de diseño. Este el factor se calcula como sigue:

**Ecuación 13**

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

**Donde:**

**$f_{P-\Delta}$ :** Factor de mayorización

**$Q_i$ :** Índice de estabilidad del piso i

## 2.6. REQUISITOS DE NORMA ECUATORIANA PARA DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO (NEC-SE-HM)

Según NEC-2015 (NEC-SE-HM) sección 2.4, se define al pórtico especial como un sistema estructural en el que la resistencia sísmica recae fundamentalmente en las columnas y en las vigas descolgadas. Además, se establece que las rótulas plásticas deben localizarse en los extremos de las vigas y en la base de las columnas correspondientes al primer nivel.

### 2.6.1. Hormigón Armado.

La norma ecuatoriana de la construcción determina que la resistencia mínima a compresión del hormigón convencional debe ser de 21 MPa, mientras que, para elementos fabricados con hormigón liviano, el límite superior permitido es de 35 MPa. De esta forma, el cálculo del módulo de elasticidad para concretos de densidad normal se obtiene mediante la expresión indicada en la ecuación a continuación de este capítulo

**Ecuación 14**

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

**Donde:**

**$E_c$** : Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

**$f'c$** : Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

### 2.6.2. Acero de Refuerzo.

El refuerzo de acero empleado en las estructuras debe ser de tipo corrugado, con la excepción de los casos de espirales o elementos de pretensado, donde se admite el uso de barras lisas. El rango permitido para el diámetro nominal  $dbd\_bdb$  de las barras corrugadas va desde 8 mm hasta 36 mm.

La sección 3.4.7 de la NEC-SE-HM establece que los empalmes por traslape de refuerzo longitudinal en columnas y vigas debe realizarse de forma alternada, evitando que más del 50% de las barras se traslapen en la misma zona. Se debe tener en cuenta que los empalmes alternos deben mantenerse separados a una distancia no menor a 30 veces el diámetro de la varilla empleada.

### **2.6.3. Elementos en Flexión de Vigas.**

Las vigas que conforman los pórticos en flexión deben cumplir con ciertas condiciones específicas: integrarse en sistemas capaces de resistir cargas sísmicas, oponerse a dichas solicitaciones principalmente mediante la flexión, y asegurar que las fuerzas axiales de compresión mayoradas,  $P_u$ , no superen el 10% de la capacidad resistente a compresión del concreto, expresada como  $0.10 f'_c A_g$ , en ninguna de las combinaciones de carga que incluyan acciones sísmicas.

### **2.6.4. Dimensiones.**

El reglamento menciona algunas limitaciones para dimensionamiento, algunas de estas poseen idénticas características a las que especifica la normativa ACI 318-14, por ello se mencionan solo la característica que presenta alguna diferencia:

$$bw \geq 250 \text{ mm}$$

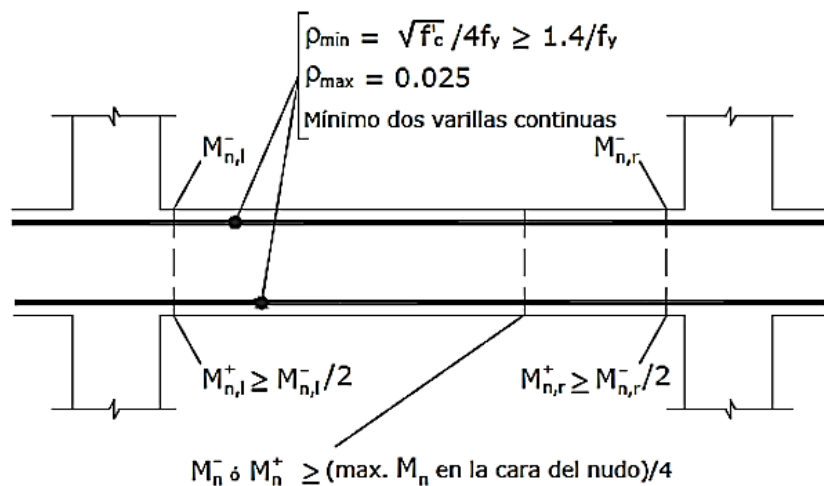
### **2.6.5. Refuerzo Longitudinal Mínimo en Elementos a Flexión.**

Cuando el análisis estructural determine la necesidad de refuerzo a tracción, el área de acero  $A_s$  colocada no podrá ser inferior a lo establecido en la figura no. Dichos valores, expresados en términos de cuantía, corresponden a las mismas cantidades mínimas de acero ( $A_s, \text{min}$ ) señaladas en la norma ACI 318-14.

## 2.6.6. Refuerzo Transversal.

En el caso de las vigas, dentro de la zona crítica identificada como  $2h$ , el refuerzo transversal destinado al confinamiento debe ejecutarse con estribos cuyo diámetro no sea inferior a 10 mm. El espaciamiento de dichos elementos se regula de manera distinta según la normativa: la NEC-SE-HM establece un límite máximo de 200 mm, mientras que el ACI 318-14 dispone una separación más estricta, fijada en 150 mm, tal como se ilustra en la figura 9 del presente capítulo.

**Ilustración 7** Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión

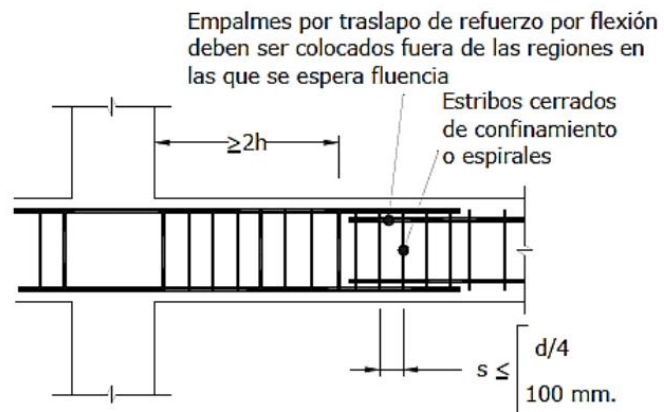


**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

## 2.6.7. Elementos a Flexo Compresión.

De acuerdo con la sección 4.3 de la NEC 15 (NEC-SE-HM), se definen criterios específicos para las columnas, los elementos pertenecientes a pórticos rígidos y otros componentes estructurales que cumplan ciertas condiciones. Estos lineamientos se aplican a aquellos miembros que forman parte de sistemas destinados a resistir acciones sísmicas, así como a los que estén sometidos a fuerzas axiales superiores al  $0.10 f_c^* A_g$  dentro de las combinaciones de carga que consideren solicitaciones sísmicas.

**Ilustración 8** Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

## **2.7. DIMENSIONES**

El reglamento menciona algunas limitaciones para dimensionamiento (García & Choez, 2018). Debe cumplirse lo siguiente:

- Si la dimensión menor de la sección transversal  $hc_1, hc_2 \geq 12$  in (300 mm)
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser mínimo 0.4

### **2.7.1. Refuerzo Principal (Longitudinal) en Columnas.**

El refuerzo transversal destinado al confinamiento en columnas, incluyendo el espaciamiento, las disposiciones de los estribos en las diferentes zonas críticas y la cuantía mínima requerida, mantiene los mismos criterios establecidos en la sección 2.3.5.4 de este capítulo, tal como se ilustra en la figura 13 y se resume en la tabla 26, en concordancia con lo dispuesto en la NEC 15 (NEC-SE-HM).

### **2.7.2. Refuerzo para Resistir el Cortante y Conexión Viga-Columna.**

La normativa ecuatoriana mediante las secciones 5.2.4 (refuerzo para resistir el cortante) y 6.2 (conexión viga columna), remite al cumplimiento de los lineamientos contenidos en el capítulo 18 del ACI 318-14, dedicado a las estructuras diseñadas para un adecuado desempeño sísmico.

## **2.8. JUNTAS ESTRUCTURALES**

### **2.8.1. Introducción.**

El análisis estructural de edificaciones con geometría irregular en planta representa uno de los retos más complejos y relevantes dentro del proceso de diseño. Este tipo de estructuras plantea dificultades importantes en cuanto a la estabilidad, distribución de cargas y capacidad resistente, sobre todo en zonas con alta actividad sísmica ( Cedeño, 2022). La irregularidad en planta puede manifestarse en diseños con ángulos agudos, expansiones o retracciones, con configuraciones asimétricas, lo que provoca una distribución desigual de los esfuerzos (Tamayo, 2020).

La capacidad de una edificación para resistir fuerzas externas, como las generadas por un sismo, depende de su diseño estructural y de su respuesta dinámica ante dichas acciones. Teniendo en cuenta esto, tanto la NEC-2015 como en la ASCE 7-22 se proporcionan parámetros a seguir para el análisis y diseño sísmico de estructuras (Alarcón & Muñoz, 2019).

El proceso de análisis estructural inicia con la modelación de la geometría de la estructura y en la definición de que propiedades mecánicas tienen sus materiales como el hormigón y el acero. Luego, se aplican las cargas respectivas: muertas, vivas y sísmicas, siendo estas últimas de especial interés en zonas de alto riesgo sísmico (Alarcón & Muñoz, 2019).

Existen diferentes enfoques para realizar un análisis estructural, el método estático se emplea principalmente para analizar como respondería una estructura frente a cargas constantes, o cargas que varíen muy poco con el tiempo (Arellano & Cavallin, 2018). Sin embargo, dado que los sismos generan movimientos dinámicos y variables, es muy importante utilizar métodos de análisis que consideren esa naturaleza variable de fuerzas. Entre estos sistemas

destacan el análisis modal y el análisis por respuesta espectral, los cuales permiten comprender de forma más precisa el comportamiento de la estructura frente a distintos escenarios sísmicos (Santiana Jorge, 2023).

Durante el análisis se pueden identificar zonas críticas donde la estructura es significativamente más propensa a sufrir fallas o deformaciones excesivas que pueden culminar en un colapso. Estos puntos vulnerables suelen aparecer en lugares con variaciones repentinas de rigidez o también pueden crearse en discontinuidades en la forma. Tener en cuenta estas áreas es fundamental para aplicar medidas preventivas que mejoren el comportamiento estructural (Arellano & Cavallin, 2018).

De igual forma es importante comparar distintas configuraciones estructurales. Por ejemplo, se pueden comparar los comportamientos de sistemas de marcos rígidos frente a sistemas con muros de cortante, cada uno con ventajas respecto a eficiencia estructural, economía y facilidad constructiva (González, 2022). La correcta elección del sistema estructural puede impactar significativamente en la seguridad final de la edificación así como el costo de la obra.

Finalmente, se pueden proponer soluciones estructurales que optimicen el comportamiento dinámico y estático del edificio. Dichas soluciones pueden incluir el uso de materiales de alto rendimiento, dispositivos de disipación de energía o modificaciones en la distribución de masas y rigideces. Además, la implementación adecuada de juntas estructurales que pueden facilitar el movimiento entre distintos bloques del edificio, mejorando su comportamiento frente a sismos (Pin, Verenice & Ruiz, 2022).

### **2.8.2. Definición.**

Las juntas estructurales son separaciones deliberadas previstas dentro de una estructura con el propósito de permitir movimientos relativos entre distintos bloques estructurales sin que se generen esfuerzos indeseados ni daños en la edificación. Estas juntas pueden colocarse entre masas de concreto o entre elementos adyacentes que, debido a sus dimensiones, forma o condiciones de carga, presentan comportamientos estructurales diferenciados. Según Hamón (2009), estas separaciones están diseñadas para absorber deformaciones derivadas de movimientos estructurales anticipados, cambios de volumen por efectos hidráulicos, contracción del material o variaciones térmicas.

El objetivo principal de implementar estas juntas no es únicamente permitir deformaciones térmicas o de retracción, como en obras masivas de concreto, sino controlar la respuesta sísmica, evitando que diferentes partes de una estructura con masas, rigideces o geometrías distintas interactúen de forma desfavorable durante un evento sísmico. De esta manera, cada bloque puede moverse de forma más libre y predecible, sin inducir esfuerzos adicionales que puedan comprometer la integridad estructural global (Meli & Sánchez, 2003).

Además, la ASCE 7-22 y la NEC-2015 especifican que debe respetar una distancia mínima entre bloques estructurales separados por juntas, con el fin de evitar el impacto entre volúmenes durante un sismo o también llamado efecto de "pounding". Esta distancia depende de los desplazamientos esperados de cada cuerpo estructural.

### **2.8.3. Importancia.**

El diseño estructural de edificaciones con geometría irregular en planta es un punto de alta importancia, porque estas configuraciones

suelen generar concentraciones de esfuerzo y desplazamientos desiguales que influyen negativamente en el comportamiento sísmico de la estructura (Chopra, 2012), sin embargo son cada vez más demandados por la actual corriente estética de construcción. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015), las irregularidades en planta aumentan los requerimientos de resistencia sísmica, sobre todo en aspectos como la torsión, los desplazamientos laterales y las fuerzas internas.

Ante esta situación, implementar juntas estructurales es una buena alternativa, ya que permite dividir la estructura en cuerpos independientes, lo que permite que cada uno responda de forma mucho más controlada ante un sismo que como lo harían en grupo.

Además, el estudio busca resaltar la necesidad de una planificación arquitectónica y estructural eficiente, en especial cuando se planean edificaciones con geometrías no convencionales, enfatizando que las juntas estructurales deben ser consideradas como un elemento vital del diseño desde su concepción inicial (Meli y Sánchez, 2003).

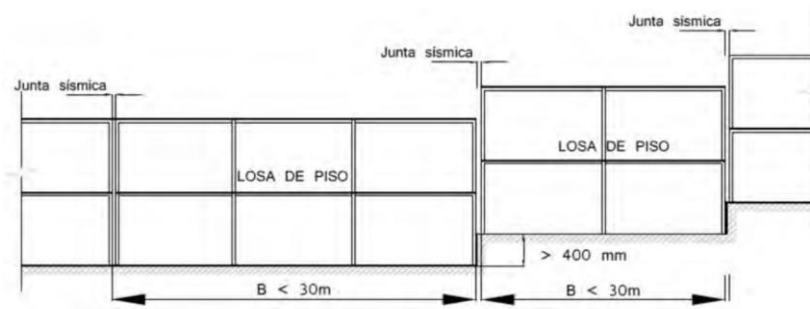
#### **2.8.4. Ubicación Estratégica de las Juntas Estructurales.**

Una ubicación eficiente de las juntas estructurales responde a la necesidad de minimizar los efectos negativos que las irregularidades generan sobre el comportamiento sísmico. Las juntas estructurales deben colocarse en lugares estratégicos que permitan dividir la edificación en cuerpos sencillos, regulares y lo más simétricos posible ya que de esta forma, cada bloque puede responder de manera independiente y predecible ante las soluciones dinámicas (NEC-SE-DS, 2015; ASCE 7-22, 2022).

Algunos criterios técnicos principales para su ubicación son:

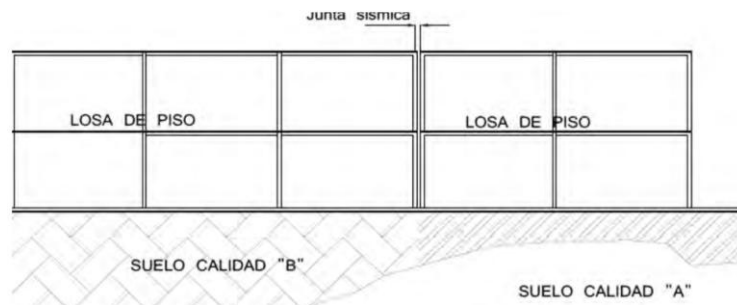
- ❖ Separar zonas de diferente rigidez: Las juntas deben colocarse entre sectores que presentan rigideces marcadamente distintas, evitando la transferencia de esfuerzos desbalanceados.
- ❖ Dividir masas de tamaño considerable: Las juntas deben colocarse juntas donde existan cambios importantes en la masa de la estructura (como entre áreas grandes y alas más pequeñas).
- ❖ Separar masas con geometría irregular: Las juntas deben ubicarse en las zonas donde se producen cambios en la geometría, con el objetivo de dividir la estructura en cuerpos más simples y regulares, preferiblemente con formas rectangulares o cuadradas.
- ❖ Evitar zonas de esfuerzos concentrados: Se deben evitar ubicar juntas en lugares donde las cargas verticales o esfuerzos sísmicos sean máximos, por ejemplo, debajo de columnas principales o vigas maestras.
- ❖ Permitir la expansión térmica: Aunque el enfoque principal de este proyecto se centra en el comportamiento sísmico, también es importante que las juntas permitan absorber los cambios de volumen que provocados por variaciones de temperatura o de la retracción del concreto.
- ❖ Aunque las edificaciones separadas por juntas constructivas pueden compartir la cimentación, es necesario que a partir del sobrecimiento permanezcan independientes para que cada estructura funcione de manera autónoma.
- ❖ En planta, cuando la proporción entre largo y ancho supera 4:1.
- ❖ Si el terreno presenta pendientes mayores al 30%, la junta debe disponerse de forma que separe cada vivienda, evitando la existencia de muros medianeros entre dos casas adyacentes.
- ❖ El espesor mínimo de la junta será de 2,5 cm.

**Ilustración 9** Dimensión mayor excede los 30 m y desnivel superior a 400 mm



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Ilustración 10** Cambios significativos en la calidad del suelo



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

En conjuntos habitacionales conformados por varias viviendas, es necesario incorporar juntas constructivas en las siguientes situaciones:

- ❖ Cuando la longitud mayor de la unidad estructural supere los 30 m.
- ❖ Si se produce una variación en el nivel de la terraza superior a 400 mm.
- ❖ En presencia de diferencias notables en las características del suelo.
- ❖ Cuando las edificaciones contiguas tengan distinto número de pisos.

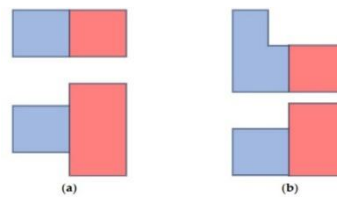
- ❖ Si los entresijos de dos edificaciones vecinas no coinciden en su nivel.

**Ilustración 11** Ubicación esquemática de las juntas sísmicas de unidades habitacionales multifamiliares (Diferencia de niveles entre edificaciones contiguas)



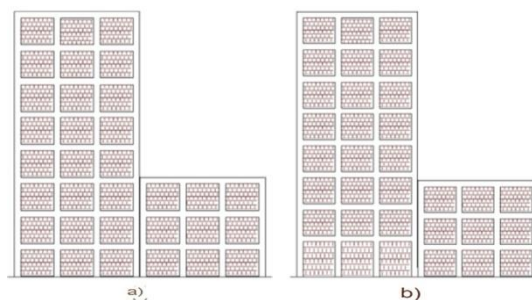
**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Ilustración 12** Distinciones entre (a) interacciones sísmicas simétricas y (b) asimétricas. Vista en planta de edificios interactuando.



**Fuente.** Slab-to-Column Seismic Pounding Between Multistorey Buildings: Influence of the Impact Point Location and the Pre-Existing Gap Size (Artículo Grigorios Manoukas, Chris Karayannis, 2025)

**Ilustración 13** Impacto sísmico de losa-columna entre edificios de varios niveles



**Fuente.** Slab-to-Column Seismic Pounding Between Multistorey Buildings: Influence of the Impact Point Location and the Pre-

*Existing Gap Size (Artículo Grigorios Manoukas, Chris Karayannis, 2025)*

### **2.8.5. Junta Sísmica.**

Una junta sísmica en el contexto estructural es una separación deliberada diseñada entre bloques o secciones de un edificio, de modo que durante un sismo cada bloque pueda moverse de manera independiente. Esto previene colisiones o interferencias que podrían comprometer la integridad estructural. Este tipo de juntas es especialmente importante en edificaciones con geometrías irregulares o grandes dimensiones, donde diferentes partes pueden exhibir comportamientos dinámicos distintos (Al-Busultan, Al-Ali, Al-Shammari, & Alshammari, 2025).

Según la Norma Técnica Ecuatoriana NEC-SE-VIVIENDA, una junta sísmica es definida como una "junta que permite una independencia entre cuerpos estructurales". Esta definición resalta la importancia de las juntas sísmicas en el diseño estructural para garantizar que las distintas partes de una edificación puedan desplazarse sin restricciones durante un evento sísmico, minimizando así el riesgo de daños por impacto entre ellas.

### **2.8.6. Materiales de Relleno y Conectores Metálicos en Uniones Estructurales.**

En edificaciones con estas geometrías, la implementación de juntas sísmicas es fundamental para garantizar la integridad estructural durante sismos. Estas juntas deben ser rellenas con materiales flexibles, como caucho, neopreno, espuma de poliuretano o mortero flexible reforzado, estos materiales deben permitir el movimiento relativo de los bloques sin afectar la continuidad funcional ni la estabilidad de la edificación. La selección del material y el

dimensionamiento del relleno dependen del desplazamiento máximo esperado (Valencia Clement, 2006).

Asimismo, en la conexión entre columnas y vigas pueden utilizarse conectores metálicos o elementos de acero que faciliten una transmisión controlada de las cargas verticales, sin afectar la independencia dinámica de cada parte de la estructura. Estos dispositivos ayudan a disipar de forma segura la energía producida por los desplazamientos relativos, disminuyendo los efectos de torsión y evitando concentraciones excesivas de esfuerzos en las zonas más vulnerables (Gerbaudo, 2006; Estolaza, 2019).

Instalar relleno flexible y conectores metálicos permiten a los bloques que funcionen de forma independiente durante un sismo, mejorando así su eficiencia sísmica global y minimizando el riesgo de daño estructural o colapso, especialmente en edificaciones con geometrías irregulares (Valencia Clement, 2006; Gerbaudo, 2006).

## **2.8.7. Especificaciones para la Determinación de la Junta según NEC-SE-DS, 2015.**

### ***2.8.7.1. Separación Dentro de la Misma Estructura.***

- Todos los componentes de la estructura deben diseñarse y construirse para funcionar como un único sistema capaz de resistir el sismo de diseño, salvo que se dispongan de manera intencional con una separación suficiente que evite impactos entre ellos.
- Para definir la distancia mínima de separación entre elementos estructurales, es necesario comprobar si los sistemas de entrepiso de las partes separadas coinciden en la misma cota de altura.
- Cuando los entrepisos no coincidan en altura, la separación mínima corresponderá al promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos  $\Delta_M$  de cada

una de las partes de la estructura que se pretende mantener independientes.

- Si los entrepisos están ubicados en el mismo nivel, la separación mínima tiene que ser igual a la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico  $\Delta_M$  de una de las partes, esto es porque es considerada la más crítica.
- Estos datos deben registrarse en la dirección perpendicular a la junta de separación, a menos que se implementen medidas que eviten daños en los elementos estructurales al emplear una distancia menor. Además la junta debe permanecer completamente libre de materiales (NEC-SE-DS-2015).

#### **2.8.7.2. Separación Entre Estructuras Adyacentes**

La normativa urbana de cada ciudad debería definir la distancia mínima de separación entre edificaciones vecinas que no pertenezcan a la misma unidad estructural. En caso de no existir una regulación específica, pueden aplicarse las siguientes recomendaciones:

- a. Cuando exista una edificación colindante que ya contemplé una separación respecto al lindero del terreno.

**Caso 1:** Si las cotas de los entrepisos de dicha edificación coinciden con las de la estructura proyectada.

**Ecuación 15**

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev} - \Delta_{vn}$$

**Dónde:**

$\Delta_E$ : Separación

$\Delta_{Mup}$ : Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$ : Altura de la estructura vecina

$\Delta_{vn}$ : Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

**Caso 2:** Si las cotas de los entrepisos de la edificación vecina no coincidan con las de la estructura que se proyecta.

**Ecuación 16**

$$\Delta_E \geq 0.5\Delta_{Mup} + 0.01H_{ev} - \Delta_{vn}$$

**Dónde:**

$H_{ev}$ : Altura de la estructura vecina

$\Delta_{vn}$ : Separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva

**b.** En el caso de que exista una edificación colindante sin separación respecto al lindero del terreno (Morales Z, Guerrero, Morales M & Morales M, 2024).

Si no se conocen sus desplazamientos máximos, la regla es la siguiente:

Si las alturas de los entrepisos de la edificación vecina coinciden con las de la estructura que se va a diseñar, se deberá respetar una distancia mínima de separación establecida.

**Ecuación 17**

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev}$$

**Dónde:**

$\Delta_E$ : Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$ : Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$ : Altura de la estructura vecina

Si las alturas de los entrepisos de la estructura vecina no coincidan con las de la nueva estructura, se deberá considerar una distancia mínima de separación obligatoria.

**Ecuación 18**

$$\Delta_E \geq 2 * (0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev})$$

**Dónde:**

$\Delta_E$  : Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$ : Desplazamiento del último piso

$H_{ev}$ : Altura de la estructura vecina

**Estructuras adosadas**

En caso de que el terreno colindante aún no haya sido edificado y la normativa urbana permita construir estructuras adosadas, la edificación deberá mantenerse a una distancia específica del límite del terreno en aquellos niveles donde se requiera el adosamiento.

**Ecuación 19**

$$\Delta_E \geq 5\Delta_{Mup}$$

**Dónde:**

$\Delta_E$  : Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup}$ : Desplazamiento del último piso 48

**2.8.7.3. Establecimiento de separaciones mínimas entre estructuras.**

La definición de distancias mínimas entre estructuras tiene como objetivo prevenir impactos entre edificaciones contiguas o entre elementos estructurales separados intencionalmente, como resultado de desplazamientos laterales.

Se toma en cuenta el efecto negativo que puede surgir cuando los sistemas de entrepiso de estructuras adyacentes o de partes separadas de una misma edificación no se alinean en altura.

Tanto en los casos de coincidencia como de no coincidencia de niveles, se establece una medida máxima para la separación requerida.

## 2.8.8. Especificaciones para la Determinación de la Junta según ASCE 7-22.

### 2.8.8.1. Separación Estructural.

Todos los fragmentos de la estructura deberán ser diseñadas y construidas para actuar como una unidad integral en resistir fuerzas sísmicas a menos que estén separadas estructuralmente por una distancia suficiente como para evitar contacto que cause daño como se establece en esta sección.

Las separaciones deben permitir el diseño de desplazamiento por el terremoto de diseño, GAMNA SUB. D-E, como fue determinado de acuerdo con la sección 12.8.6 de la norma ASCE 7-22.

Estructuras adyacentes en la misma propiedad deberán ser separadas al menos  $\delta_{SS}$ , determinada como.

#### Ecuación 20

$$\delta_{SS} = \sqrt{(\delta_{DE1})^2 + (\delta_{DE2})^2}$$

#### Donde:

$\delta_{DE1}$  y  $\delta_{DE2}$  : Son los desplazamientos por el terremoto de diseño de las estructuras adyacentes en sus bordes adyacentes.

Donde una estructura colinda una línea de propiedad que no es común para una vía pública, la estructura deberá ser retrocedida de la línea de propiedad al menos el desplazamiento  $\delta_{DE}$  de esa estructura.

Separaciones de la línea de propiedades pequeñas están permitidas, siendo justificadas por análisis racionales basados en respuestas de movimiento del terreno de diseño.

### 2.8.8.2. Determinación de derivadas de pisos (inelásticas).

La deriva de diseño ( $\Delta$ ) se determina como la diferencia de desplazamientos entre los centros de masa del piso superior y el piso inferior correspondiente (ASCE 7-22 & SEI, 2017).

**Tabla 15** Desviación de piso permitida,

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras como muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos desde la base, con muros interiores, tabiques, techo y muros exteriores que han sido diseñados para las derivadas de piso	0.025 hsx	0.02 hsx	0.015 hsx
Estructuras de muros de corte de mampostería (Cantiléver)	0.01 hsx	0.01 hsx	0.01 hsx
Otras estructuras de muros de corte de mampostería	0.007 hsx	0.007 hsx	0.007 hsx
Todas las demás estructuras	0.02 hsx	0.015 hsx	0.01 hsx

**Fuente.** Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 7-22).

La deflexión en el nivel x ( $\delta_x$ ), se calcula como:

#### Ecuación 21

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{ex}}{I_e}$$

**Donde:**

$\delta_x$ : Deriva en el nivel x

$C_d$ : Factor de amplificación de la deflexión

$\delta_{ex}$ : Deflexión en la ubicación requerida por esta sección determinada por un análisis elástico

$I_e$ : Factor de Importancia.

## **2.9. MARCO CONTEXTUAL**

### **2.9.1. Sistema Estructural.**

Un sistema estructural es el conjunto de elementos interconectados que conforman la estructura de una edificación, diseñados para resistir las cargas y solicitaciones a las que estará sometida. Estos elementos incluyen columnas, vigas, losas y muros, y su disposición y conexión determinan el comportamiento global de la estructura frente a diversas acciones, como cargas gravitacionales y sísmicas (Morocho,2014).

### **2.9.2. Sistema Aporticado.**

El sistema aporticado se caracteriza por la utilización de pórticos formados por columnas y vigas unidas mediante conexiones rígidas. Este tipo de sistema es común en edificaciones de varios pisos y permite una distribución eficiente de las cargas verticales y horizontales (Moncayo & Caicedo, 2021).

### **2.9.3. Espectro de Diseño.**

El espectro de diseño es una herramienta que representa la respuesta máxima esperada de una estructura ante un sismo, considerando diferentes periodos de vibración y un nivel de amortiguamiento específico. Este espectro se utiliza para evaluar las demandas sísmicas en el diseño estructural. (Pocoíta, 2011).

### **2.9.4. Sismo de Diseño.**

El sismo de diseño es un evento sísmico hipotético utilizado como base para el diseño estructural, caracterizado por una probabilidad específica de excedencia en un periodo determinado, comúnmente un 10% en 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años (Merejildo, 2021).

## **CAPITULO III: METODOLOGÍA**

### **3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.1.1. Tipo.**

Esta investigación es cuantitativa y aplicada, la naturaleza cuantitativa del estudio radica en el uso de herramientas informáticas para realizar análisis estáticos y dinámicos, conforme a los criterios establecidos en las normativas NEC-2015 y ASCE 7-22, con el fin de evaluar la respuesta estructural ante acciones sísmicas. Igualmente se considera una investigación aplicada, pues busca aportar soluciones prácticas en la ingeniería estructural mediante la comparación de configuraciones estructurales, determinando la eficiencia de juntas sísmicas en la estabilidad de la edificación. Este enfoque permite conectar el conocimiento teórico con la práctica profesional.

#### **3.1.2. Nivel.**

Según el enfoque del estudio, la investigación se clasifica en un nivel descriptivo y explicativo. Se categoriza en el nivel descriptivo pues expone las características estructurales, los sistemas resistentes analizados y las condiciones sísmicas que influyen en el comportamiento de edificaciones con geometrías irregulares en planta, siguiendo las normativas NEC-2015 y ASCE 7-22. Asimismo, es explicativa porque no se limita a describir los resultados del análisis estructural, sino que interpreta las causas de las diferencias de comportamiento entre una estructura con configuración continua y otra separada mediante juntas sísmicas, identificando los efectos que tienen estas separaciones producen en la respuesta de la edificación frente a fuerzas sísmicas.

## **3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **3.2.1. Método.**

La investigación emplea el método analítico, basándose en el estudio comparativo del comportamiento estructural de una edificación con geometría irregular en planta, teniendo en consideración dos configuraciones: una basada en una estructura monolítica y otra en una estructura dividida por juntas sísmicas. De esta forma permitiendo análisis estáticos y dinámicos, concluyendo la influencia que tienen las juntas en la respuesta estructural, siempre siguiendo los lineamientos establecidos por las normas NEC-2015 y ASCE 7-22.

### **3.2.2. Enfoque.**

La investigación adopta un enfoque cuantitativo, dado que se fundamenta en la obtención, procesamiento e interpretación de datos numéricos derivados de los análisis estructurales realizados mediante métodos estáticos y dinámicos. Estos resultados serán obtenidos mediante el uso de software especializado de modelado estructural, permitiendo evaluar de manera objetiva la respuesta sísmica de la edificación con geometría irregular en planta, tanto en su configuración continua como en la segmentada con junta sísmica, enfocados en comparar la influencia de la separación sísmica en la estructura según las normativas NEC-2015 y ASCE 7-22.

### **3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO**

#### **3.3.1. Población.**

La población utilizada en este estudio son diseños estructurales de edificaciones con formas irregulares en planta, ubicadas en zonas con alta actividad sísmica, analizando y comparando la edificación con junta sísmica y la estructura monolítica; además son evaluados bajo las normas, lo que permite examinar la influencia que tienen las geometrías irregulares en la distribución de las fuerzas sísmicas.

#### **3.3.2. Muestra.**

La muestra está constituida por dos configuraciones estructurales seleccionadas de la población definida: un edificio considerado como un bloque integral y otro que incorpora una junta sísmica, permitiendo que los bloques funcionen de manera independiente, diseñado considerando las características de suelo obtenidas de estudios previos y dimensiones típicas para edificaciones de uso oficinas.

#### **3.3.3. Muestreo.**

Está constituido por el modelo estructural que presente el mejor comportamiento sísmico entre las configuraciones analizadas, seleccionado con base en los resultados de los análisis estáticos y dinámicos. Esta configuración será considerada representativa para evaluar la efectividad de la separación sísmica y la distribución de esfuerzos en edificaciones cuyo uso son de oficinas con geometría irregular.

### 3.4. ESPECTRO DE DISEÑO.

El procedimiento de diseño de la edificación será realizado mediante los lineamientos de la norma NEC-2015; aquellos parámetros que no se encuentren dentro de esta normativa serán tomados de la norma ASCE 7-22.

#### 3.4.1. Ubicación del sector de estudio.

Para el presente estudio se seleccionó la ciudad de Santa Elena, dentro de la provincia del mismo nombre, teniendo siempre en cuenta las características geológicas y el nivel de riesgo sísmico de la zona. La provincia está compuesta por los cantones Salinas, La Libertad y Santa Elena, siendo este último el de mayor extensión territorial, por lo que lo hace el más representativo para los objetivos del análisis estructural planteado.

**Ilustración 14** *Mapa de la Provincia de Santa Elena*



**Fuente.** *Mapa físico de Santa Elena (Instituto Militar del Ecuador)*

#### 3.4.2. Características geológicas.

La provincia de Santa Elena, ubicada en la región costera del Ecuador, presenta una geología predominantemente sedimentaria y cuaternaria, producto de la interacción entre procesos marinos, fluviales, eólicos y tectónicos.

La península forma parte de la Cordillera Costera Occidental, dentro de la Cordillera Chongón-Colonche, y está conformada por una combinación de formaciones rocosas terciarias y depósitos cuaternarios recientes (Álava Rosado, 2017) (Nativi, 2014).

### Principales formaciones geológicas:

- **Formación Santa Elena:** Sedimentos marinos del Mioceno son las areniscas, limolitas y arcillas cementadas.
- **Formación Tosagua y Jambelí:** secuencias arcillosas y limosas, de origen marino costero.
- **Depósitos cuaternarios:** aluviales, coluviales, marinos y eólicos que cubren la mayor parte de la llanura costera y los valles interiores.

#### 3.4.2.1. Clasificación según los perfiles NEC-2015 (A-F)

**Tabla 16** Clasificación de los perfiles según la NEC-2015

Perfil NEC	Tipo de material / suelo	Ubicación en Santa Elena	Descripción
A	Roca competente ( $V_s \geq 1500$ m/s)	Afloramientos en Chongón-Colonche	Rocas muy duras, mínima deformación.
B	Roca de rigidez media ( $V_s 760-1500$ m/s)	Colinas sedimentarias consolidadas	Roca blanda o cementada.
C	Suelos muy densos o roca blanda ( $V_s 360-760$ m/s)	Terrazas consolidadas, suelos residuales	Material denso, buena rigidez.
D	Suelos rígidos ( $V_s 180-360$ m/s)	Planicies costeras y depósitos aluviales	Arenas y limos medianamente compactos.
E	Suelos blandos ( $V_s < 180$ m/s)	Zonas de manglar, esteros y planicies húmedas	Arcillas blandas y orgánicas.
F	Suelos problemáticos (turba, rellenos, licuables)	Manglares, dunas y rellenos no controlados	Muy blandos, alta compresibilidad.

**Fuente.** Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015). - Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico (Once Chillogallo & Panchana Zambrano, 2020) - Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana

de la Construcción NEC 2015. Quito, Ecuador (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

### 3.4.2.2. Clasificación de mayor a menor predominancia según los perfiles NEC en la provincia

**Tabla 17** Clasificación de los suelos de la provincia de Santa Elena según los perfiles de la NEC-2015

Orden	Perfil NEC predominante	Justificación
D	Suelos rígidos (arenas y limos medianamente compactos)	Son los más extensos: terrazas costeras, aluviales y dunas estabilizadas.
C	Suelos muy densos / roca blanda	Aparecen en terrazas antiguas y formaciones consolidadas.
E	Suelos blandos (arcillas y limos orgánicos)	Presentes en esteros, manglares y zonas bajas del litoral.
B	Roca de rigidez media	Ocasional en colinas sedimentarias consolidadas.
A	Roca competente	Muy limitada, en pequeños afloramientos de la cordillera.
F	Suelos problemáticos (turba, rellenos, colapsables)	Localizados y poco extensos, aunque críticos en diseño.

**Fuente.** Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Quito, Ecuador (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016) - Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la parroquia Manglaralto del cantón Santa Elena. (Malavé Laínez, 2022) -Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO, 2015)

- La provincia de Santa Elena presenta una dominancia de suelos tipo D, seguidos de tipo C, lo que indica una respuesta sísmica intermedia a alta según la NEC.
- En zonas bajas o costeras con presencia de suelos blandos u orgánicos (E y F) se deben realizar estudios geotécnicos detallados, pues pueden amplificar la respuesta sísmica.
- Los sectores rocosos (A y B) son escasos pero ofrecen condiciones favorables para cimentaciones directas.

- En general, el comportamiento sísmico del suelo varía desde moderadamente favorable (C–D) hasta crítico (E–F) en zonas costeras y estuarinas.

**Tabla 18** Clasificación de Unidades Ambientales de la provincia de Santa Elena según los Perfiles de la NEC-2015

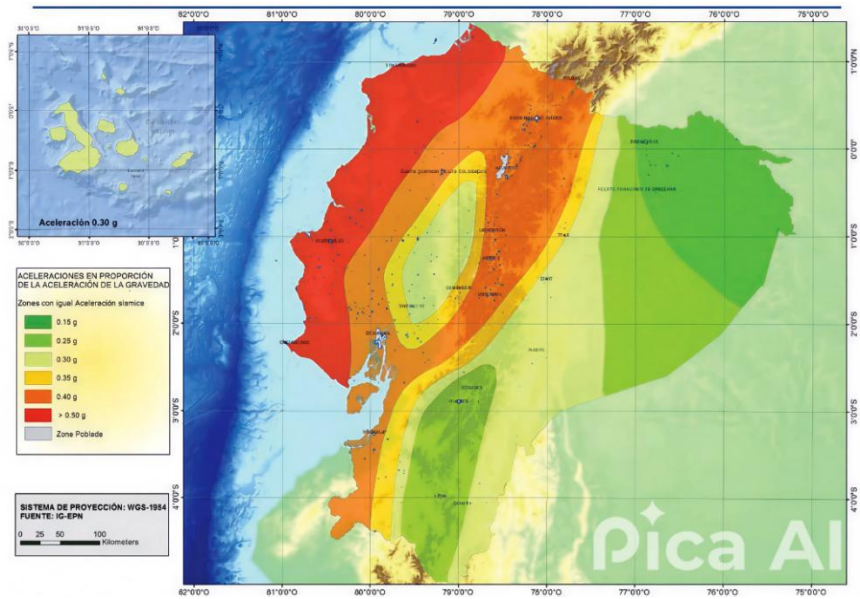
Perfiles	Unidad Ambiental	Justificación
A	Cordillera Chongón-Colonche	Macizo emergido con rocas consolidadas (formaciones rocosas competentes / afloramientos); corresponde a perfil de roca competente ( $V_s \geq 1500$ m/s) según la NEC. Geología regional muestra que la Cordillera Chongón-Colonche está formada por cuerpos litológicos consolidados (seq. paleógenas, arenitas y afloramientos resistentes)
B	Coordillera Costera Chandy - Playas	Cordillera costera formada por rocas y rocas blandas/semiconsolidada; corresponde a roca de rigidez media / rocas menos competentes ( $1500 > V_s \geq 760$ m/s). En áreas puntuales estas unidades pueden comportarse como tipo C donde la roca esté muy meteorizada.
C	Relieves Estructurales y Colinados Terciarios	Formaciones terciarias consolidadas, areniscas y lutitas relativamente densas o roca blanda; encajan con perfiles muy densos o roca blanda ( $760 > V_s \geq 360$ m/s) según NEC. En sectores muy fracturados o meteorizados podría considerarse D localmente.
D	Relieves Litorales Sedimentarios y Fluvio Marinos	Depósitos litorales y fluvio-marinos recientes (arenas, limos, rellenos naturales) típicos de la franja costera; se ajustan a suelos rígidos / suelos poco consolidados con $V_s$ entre 360 y 180 m/s. Zonas con arcillas blandas o depósitos orgánicos pueden llegar a E o incluso F en sectores problemáticos.
D/E/F	Medio Aluvial	Llanuras aluviales con sedimentos recientes (arenosos / limosos / arcillosos) que normalmente cumplen criterios de perfil D; sin embargo, donde existan capas de arcilla blanda profunda, turba, o suelos susceptibles a licuefacción, corresponderá E o F (NEC exige estudio particular para F). Recomendando verificación geotécnica local (sondeos / $V_{s30}$ ) para precisar.

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones. Quito, Ecuador. (NEC-SE-GC, 2014) - Caracterización mecánica de suelos del perfil costero entre Ancón y Anconcito. Revista Ciencia (Moreno, Muñoz & Rampirez, 2019) - Memoria técnica cantón Santa Elena: Geopedología. Proyecto de generación de geoinformación para la gestión del territorio. (IGM & MAGAP, 2012)



### 3.4.3. Peligrosidad sísmica.

**Ilustración 16.** Mapa de zonificación sísmica del Ecuador



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

El mapa de zonificación sísmica se obtiene a partir del análisis de la peligrosidad sísmica, considerando una probabilidad de excedencia del 10 % en un período de 50 años, esto es equivalente a un tiempo de retorno de 475 años. Las aceleraciones sísmicas en roca para la región litoral pueden alcanzar hasta 0,50 g. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, esta zona clasifica como Zona IV y esta clasificación indica que la zona presenta un nivel de peligrosidad sísmica muy elevado.

**Tabla 19** Valor de factor Z para Santa Elena

<b>Zona sísmica</b>	<b>VI</b>
<b>Factor z</b>	<b>≥0.50</b>
<b>Caracterización de peligro sísmico</b>	<b>Muy alta</b>

**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

### 3.4.4. Espectro elástico según NEC-15.

Los parámetros requeridos para establecer el espectro elástico de aceleraciones espectrales, correspondiente a la provincia de Santa Elena y considerando un tipo de suelo tipo D, se detallan a continuación.

**Tabla 20** Datos generales de la ciudad de estudio

<b>Ciudad</b>	Santa Elena
<b>Provincia</b>	Santa Elena
<b>Factor de zonificación</b>	0.5
<b>Tipo de suelo</b>	D
<b>Región</b>	Provincia de la Costa (excepto Esmeraldas)

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 21** Factores para el diseño espectral según NEC-15

<b>F. zonificación</b>	<b>Z</b>	0.5
<b>Factores espectrales</b>	<b>n</b>	1.8
	<b>r</b>	1.5
<b>Factores de suelo</b>	<b>F<sub>a</sub></b>	1.12
	<b>F<sub>d</sub></b>	1.11
	<b>F<sub>s</sub></b>	1.4
<b>Periodos</b>	<b>T<sub>0</sub></b>	0.14
	<b>T<sub>c</sub></b>	0.76

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 22** Ordenadas del espectro de respuesta para la provincia de Santa Elena

<b>T</b>	<b>S<sub>a</sub></b>	<b>T</b>	<b>S<sub>a</sub></b>	<b>T</b>	<b>S<sub>a</sub></b>
0	0.56	3.5	0.22	7	0.11
0.25	1.01	3.75	0.21	7.25	0.11
0.5	1.01	4	0.19	7.5	0.10
0.75	1.01	4.25	0.18	7.75	0.10
1	0.77	4.5	0.17	8	0.10
1.25	0.62	4.75	0.16	8.25	0.09
1.5	0.51	5	0.15	8.5	0.09
1.75	0.44	5.25	0.15	8.75	0.09
2	0.38	5.5	0.14	9	0.09

2.25	0.34	5.75	0.13	9.25	0.08
2.5	0.31	6	0.13	9.5	0.08
2.75	0.28	6.25	0.12	9.75	0.08
3	0.26	6.5	0.12	10	0.08
3.25	0.24	6.75	0.11		

*Fuente. Elaborado por autor*

Para la construcción del espectro de diseño, se parte del espectro elástico previamente obtenido y se realiza una reducción de sus aceleraciones para representar el comportamiento inelástico real de la estructura. Esta reducción se obtiene dividiendo las aceleraciones del espectro elástico entre el factor de reducción de resistencia sísmica (R) y los factores de irregularidad en planta ( $\Phi_P$ ) y en elevación ( $\Phi_E$ ), los cuales reflejan las condiciones geométricas y de rigidez de la edificación. De esta manera, el espectro de diseño proporciona una representación más realista de las demandas sísmicas que actuarán sobre la estructura, considerando su capacidad de disipación de energía y sus irregularidades estructurales.

A continuación, en la siguiente tabla se detallan aquellos parámetros establecidos para el diseño de la edificación con juntas y la edificación continua:

**Tabla 23** Factores para la construcción del espectro de diseño

	Edificación con Junta Sísmica	Edificación Monolítica
<b>Factor R</b>	8	8
<b>Factor de irregularidad en planta</b>	1	0.9
<b>Factor de irregularidad en elevación</b>	1	1

*Fuente. Elaborado por autor*

En la edificación con juntas sísmicas no se presenta ningún tipo de irregularidad, ni en planta ni en elevación, en ninguno de los pisos de ambas porciones de la estructura. Por lo tanto, los factores de regularidad en planta y en elevación corresponden a  $\Phi_P = 1$  y  $\Phi_E = 1$ , respectivamente.

En la edificación monolítica se identifica una irregularidad en planta de tipo 2, correspondiente a retrocesos excesivos en las esquinas; por ello, el factor de irregularidad en planta adoptado es  $\Phi P=0.9$ . Sin embargo, la estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades en elevación en ninguno de sus niveles, por lo que se la considera regular en elevación.

$$\Phi P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB} = 0.9 * 1$$

$$\Phi E = \Phi_{EA} * \Phi_{EB} = 1 * 1$$

**Tabla 24** Ordenadas del espectro de diseño de la edificación con junta sísmica para la provincia de Santa Elena

$T$	$S_a$	$T$	$S_a$	$T$	$S_a$
0	0.0700	3.5	0.0275	7	0.0137
0.25	0.1260	3.75	0.0256	7.25	0.0133
0.5	0.1260	4	0.0240	7.5	0.0128
0.75	0.1260	4.25	0.0226	7.75	0.0124
1	0.0962	4.5	0.0214	8	0.0120
1.25	0.0769	4.75	0.0202	8.25	0.0117
1.5	0.0641	5	0.0192	8.5	0.0113
1.75	0.0549	5.25	0.0183	8.75	0.0110
2	0.0481	5.5	0.0175	9	0.0107
2.25	0.0427	5.75	0.0167	9.25	0.0104
2.5	0.0385	6	0.0160	9.5	0.0101
2.75	0.0350	6.25	0.0154	9.75	0.0099
3	0.0321	6.5	0.0148	10	0.0096
3.25	0.0296	6.75	0.0142		

**Fuente.** Elaborado por autor

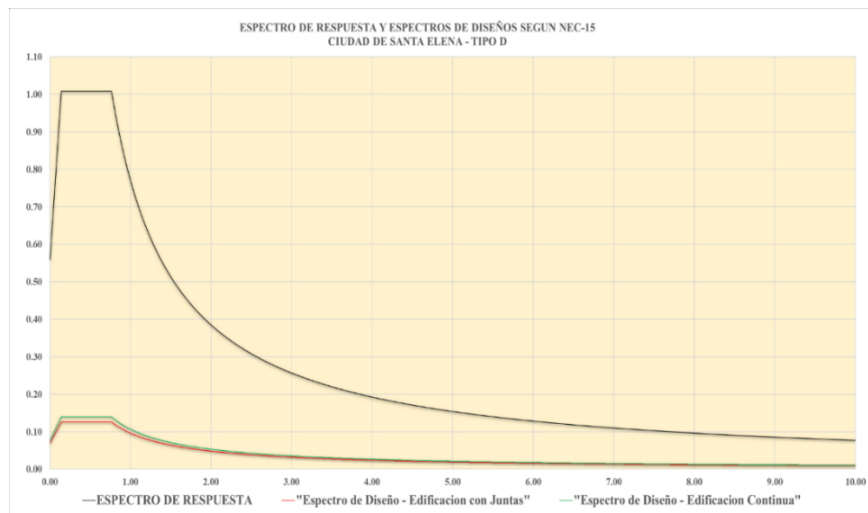
**Tabla 25** Ordenadas del espectro de diseño de la edificación monolítica para la provincia de Santa Elena

$T$	$S_a$	$T$	$S_a$	$T$	$S_a$
0	0.0778	3.5	0.0305	7	0.0153
0.25	0.1400	3.75	0.0285	7.25	0.0147
0.5	0.1400	4	0.0267	7.5	0.0142
0.75	0.1400	4.25	0.0251	7.75	0.0138
1	0.1068	4.5	0.0237	8	0.0134
1.25	0.0855	4.75	0.0225	8.25	0.0130
1.5	0.0712	5	0.0214	8.5	0.0126

1.75	0.0611	5.25	0.0204	8.75	0.0122
2	0.0534	5.5	0.0194	9	0.0119
2.25	0.0475	5.75	0.0186	9.25	0.0116
2.5	0.0427	6	0.0178	9.5	0.0112
2.75	0.0389	6.25	0.0171	9.75	0.0110
3	0.0356	6.5	0.0164	10	0.0107
3.25	0.0329	6.75	0.0158		

*Fuente. Elaborado por autor*

**Ilustración 17** Espectro de respuesta y de diseño de la provincia de Santa Elena



*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.5. DISEÑO ARQUITECTONICO

El edificio en forma de “L” incorpora juntas sísmicas que permiten la independencia de movimiento entre sus dos alas, evitando la interacción no deseada durante un evento sísmico. Estas juntas se disponen en los puntos donde se produce el cambio de dirección en planta, garantizando que cada bloque responda de manera autónoma frente a las sollicitaciones sísmicas.

#### **Ventajas:**

- Seguridad estructural ante la fuerza aplicada por sismos, lo que reduce el riesgo de daños.
- Mayor versatilidad que permite ligeras modificaciones del material sin comprometer su funcionalidad.
- Mejor control de vibraciones y ruidos, lo que mejora el confort y el funcionamiento entre las distintas áreas del edificio.

#### **Diseño Arquitectónico de Edificio Tipo “L” sin Juntas Estructurales**

Este edificio en forma de “L” se concibe como una estructura monolítica continua, sin juntas estructurales. Su diseño busca una estética uniforme y una mayor eficiencia en la construcción, aunque con consideraciones especiales en el diseño estructural para absorber movimientos y dilataciones.

#### **Ventajas:**

- Mayor uso potencial del espacio interior.
- Estética continua y también moderna.
- Mayor facilidad en la construcción en comparación con el otro modelo.

#### **Distribución por Niveles de ambas edificaciones:**

**Planta Baja:** Contiene la sala de espera y una cafetería, ambas en un solo espacio abierto, generando zonas de descanso y circulación natural.

#### **Cocina:**

- Ubicación: Parte externa, parte derecha.

- Dimensiones: 2.66m de ancho y 9.45m de largo con un pasillo de 2m.
- Características: Espacio abierto con acceso al comedor, incluye mesas y sillas que no interrumpen el paso de las personas que cocinan.

#### **Comedor:**

- Ubicación: Junto a la cocina.
- Dimensiones: 21.40 m de largo, 10.56m de ancho y pasillos de 3.24m.
- Características: Área amplia para comensales, con circulación hacia la cocina y pasillos.

#### **Baños:**

- Ubicación: Parte superior del comedor y adyacente de los ascensores.
- Dimensiones:
  - **Baño de mujeres:** 2.77 m de ancho con 5m de largo y un pasillo de 0,7m.
  - **Baño de hombres:** 2.73 m de ancho con 5m de largo y un pasillo de 0,7m.
- Características: Separación clara por género, con acceso desde el pasillo principal, las medidas serán las mismas en los pisos superiores.

#### **Sala de Espera:**

- Ubicación: Centro inferior del plano.
- Dimensiones 1: 12.55 m de ancho con 5.25 m de largo.
- Dimensiones 2: 7.9 m de ancho con 5.6 m de largo.
- Características: Espacio de recepción acogedor, con asientos cómodos para la espera y con acceso directo a las principales áreas del edificio.

#### **Bodega:**

- Ubicación: Esta situada en la parte inferior izquierda del plano.
- Dimensiones: Tiene un ancho de 8.85 m y de largo cuenta con 11m.
- Características: Área destinada para almacenamiento, con acceso desde el pasillo lateral.

#### **Ascensores:**

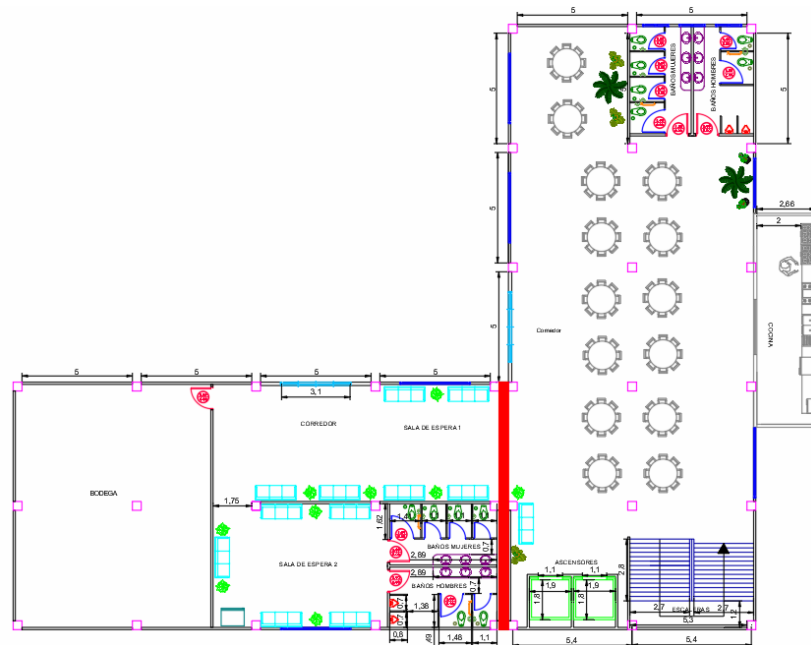
- Ubicación: Parte inferior del plano.

- Dimensiones: Cada ascensor ocupa un espacio de 1.90 m de ancho, 1.8 de largo.
- Características: Dos elevadores ubicados estratégicamente para conectar los niveles superiores, las medidas serán las mismas en los pisos superiores.

### Escaleras:

- Ubicación: Lado derecho de los ascensores en la parte inferior de la edificación.
- Dimensiones: 2.70 m de ancho con 2.8 de largo y descanso de 5.3 m de ancho y 1.2 m de largo.
- Características: Dividida en 2 secciones paralelas de forma simétrica, las medidas serán las mismas en los pisos superiores.

**Ilustración 18** Edificación con Junta



*Fuente. Elaborado por autor*

**Primer Piso Alto:** Contiene oficinas y una sala de conferencias que está conectada a un área social, lo que crea un solo ambiente, con una circulación fluida .

### Área Social:

- Dimensiones: 5.30 m de largo, 5.6 m de ancho, corredores de 1.72 m y 1.45 m.
- Uso: Espacio para interacción informal, equipado con mesas y sillas.

### Sala de Conferencias:

- **Dimensiones:** Sala general 11.00 m de ancho y 11.46 m de largo; un escenario de 8.62 m de ancho y 3.74 m; escaleras de 9.22 m de ancho y 3.09 m de largo; corredores de 1,41 m, 1.02 m, 1,54 m, 1,48 m, 0,66 m, 0,96 m, 2,03 m.
- **Características:** Espacio con asientos en fila, implementados para actividades que requieran visibilidad y comunicación entre los participantes.

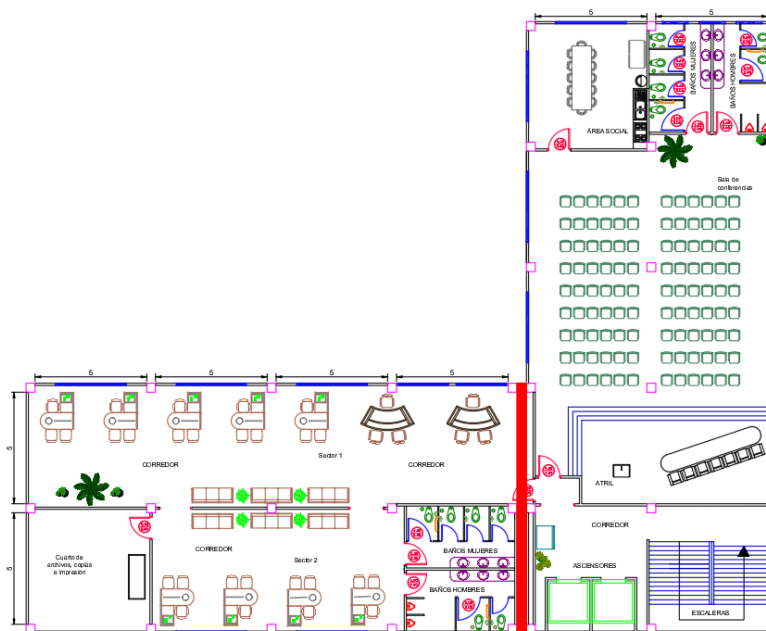
### Oficinas / Cubículos:

- **Dimensiones generales:** El sector 1 mide 22,62m de ancho y 5,3m de largo; el sector 2 tiene 11,3m de ancho y 5,6m de largo; el sector 3 tiene 5,45m de ancho y 11,95m de largo; el sector 4 tiene 5,45m de ancho y 16,55m de largo. Los corredores tienen anchos de 2,02m y 2,18m permitiendo una cómoda circulación.
- **Dimensiones individuales:** Cada cubículo cuenta con una separación de 1,35m brindando un espacio adecuado para el trabajo personal.
- **Distribución:** Los cubículos están colocados a lo largo del corredor y equipados con mobiliario básico ofreciendo un ambiente practico para labores diarios.

### Cuarto de archivos, copias e impresoras 1 y 2:

- **Dimensiones:** Cada uno cuenta con 5,45m de ancho y 5,5m de largo.
- **Distribución:** Son espacios pensados para ubicar impresoras, repisas y áreas de almacenamiento facilitando la organización del material de oficina y acceso rápido a los recursos de trabajo.

**Ilustración 19** Edificación con Junta



*Fuente. Elaborado por autor*

**Segundo al Séptimo Piso Alto:** Oficinas ubicadas a lo largo del edificio, con áreas de circulación en las esquinas de la “L” para optimizar el paso.

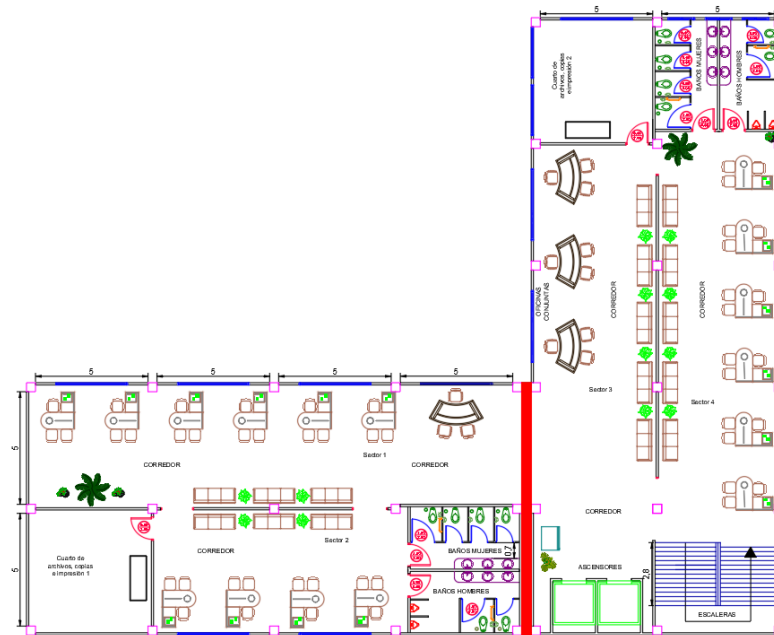
**Oficinas / Cubículos:**

- **Dimensiones:** Sector 1 con 22.72m de ancho y 5.30m de largo; Sector 2 con 11.30m de ancho y 5.60m de largo; corredores de 2.02 m y 2.18 m.
- **Dimensiones individuales:** 1.35 m de separación por unidad.
- **Distribución:** Alineados a lo largo del corredor, cada uno con escritorio y silla.

**Cuarto de archivos, copias e impresoras:**

- **Dimensiones:** 5.45 m de ancho y 5.5 m de largo.
- **Distribución:** Espacio para impresoras, repisas, almacenamiento de papeles.

**Ilustración 20** *Edificación con Junta*



*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.6. PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

#### 3.6.1. Cargas Permanentes.

Según lo establecido en la norma NEC-SE-CG (2015), las cargas permanentes o cargas muertas corresponden a la fuerza generadas por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que permanecen fijos durante toda su vida útil de la edificación. Estas incluyen el peso del concreto, acero, mampostería, recubrimientos, tabiques y de los sistemas elásticos, sanitarios y mecánicos, entre otros componentes que forman parte de la edificación.

La siguiente tabla detalla los valores de carga muerta para cada uno de los elementos de la estructura.

**Tabla 26** Distribución de cargas permanentes

ELEMENTO	CARGAS
R. de piso (cerámica)	20 kg/m <sup>2</sup>
Mampostería	240.7 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones adicionales	50 kg/m <sup>2</sup>
Tumbado	20 kg/m <sup>2</sup>

*Fuente. Elaborado por autor*

#### Peso de cerámica por metro cuadrado.

Se utilizará una cerámica con espesor de 0.011m con un peso específico de 18 KN/m<sup>3</sup>

$$W_{cerámica} = \frac{vol. cerámica * \gamma_{cerámica}}{Area de pared}$$
$$W_{cerámica} = \frac{(1m * 1m * 0.011m) * 18KN/m^3 * 101.97}{1m^2}$$
$$= \frac{18.35kg}{m^2} \approx 20 kg/m^2$$

### Peso de paredes por metro cuadrado.

Tabla 27 Datos de paredes de la edificación por m<sup>2</sup>

	Paredes externas	Paredes internas
Longitud	120.4 m	65 m
Espesor de bloque	20 cm	15 cm
% de aberturas	15%	20%
Altura		3m
<b>Enlucido</b>		
Espesor 1.5 cm	Peso especifico	20 KN/m <sup>2</sup>
Área Total	548.8 m <sup>2</sup>	

Fuente. Elaborado por autor

#### Paredes externas

$$V = 120.4m * 0.2m * 3m = 72.24 m^3$$

$$W = 12KN/m^2 * 101.97 * 72.2m^3 = 88395.75 kg$$

$$W(85\%) = 88395.75 kg * 0.85 = 75136.39 kg$$

#### Paredes internas

$$V = 65m * 0.15m * 3m = 29.25 m^3$$

$$W = 12KN/m^2 * 101.97 * 29.25m^3 = 35791.47 kg$$

$$W(85\%) = 35791.47 kg * 0.80 = 28633.18 kg$$

#### Enlucido paredes externas

$$V = 120.4m * 0.015m * 3m * 2 = 10.836 m^3$$

$$W = 20KN/m^2 * 101.97 * 10.836m^3 = 22098.94 kg$$

$$W(85\%) = 22098.94 kg * 0.85 = 18784.10 kg$$

#### Enlucido paredes internas

$$V = 65m * 0.015m * 3m * 2 = 5.85 m^3$$

$$W = 12KN/m^2 * 101.97 * 5.85m^3 = 11930.49 kg$$

$$W(85\%) = 11390.49 kg * 0.80 = 9544.39 kg$$

#### Peso Total

$$WT = 75136.39kg + 28633.18kg + 18784.10kg + 9544.39kg$$

$$WT = 132098.06 kg$$

### Carga por m2

$$CM = \frac{132098.06 \text{ kg}}{548.8 \text{ m}^2} = 240.70 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso de instalaciones**

$$W_{instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso de tumbado**

$$W_{tumbado} = 20 \text{ kg/m}^2$$

### 3.6.2. Carga Viva NEC-2015.

Tabla 28 Clasificación de Cargas Vivas

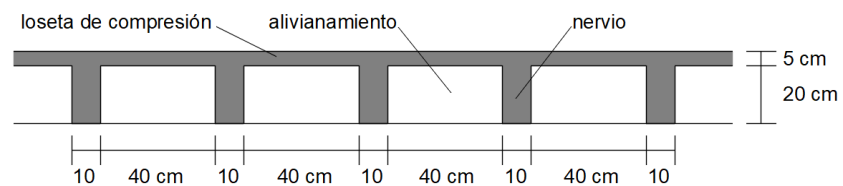
ELEMENTO	Carga Uniforme Kn/m2	Carga Uniforme Kg/m2
Oficinas	2.40	240
Sala de conferencias		
Asientos fijos	2.90	290
Escenarios	7.20	720
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	480
Corredores sobre el primer piso	4.00	400
Escaleras y rutas de escape	4.80	480
Terraza no accesible	0.70	70

*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.6.3. Predimensionamiento de Losa.

El dimensionamiento de la losa se fundamenta en la NEC-SE-CG y en el Capítulo 8 del ACI 318-19, normas que establecen los parámetros para el diseño de losas en dos direcciones.

Ilustración 21 Partes de la Losa



*Fuente. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015).*

### 3.6.3.1. Verificación del tipo de losa.

Como primer paso, se verifica de la luz libre medida a la cara interna de los apoyos para el tipo de losa que conforma la estructura. Esto se evalúa de acuerdo con el siguiente parámetro:

$$\beta = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} \geq 2 \rightarrow \text{Losa aligerada en una direccion.}$$

$$\beta = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} \leq 2 \rightarrow \text{Losa aligerada en dos direcciones.}$$

$$\beta = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} = \frac{5.10 \text{ m}}{5.10 \text{ m}} = 1 \leq 2$$

De acuerdo con el resultado, la losa que se tiene que diseñar es una losa en dos direcciones.

### 3.6.3.2. Predimensionamiento de losa.

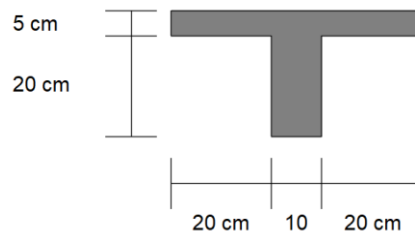
Se selecciona un espesor tentativo de losa de 25cm, con una loseta de compresión de 5cm, nervios de 10cm de espesor y alivianamientos de poliestireno de 40 cm x 40 cm x 20 cm.

#### 1. Cálculo de área de la viga T

$$A = A_1 + A_2$$

$$A = (50 \text{ cm} * 5 \text{ cm}) + (10 \text{ cm} * 20 \text{ cm}) = 450 \text{ cm}^2$$

Ilustración 22 Viga T



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015).

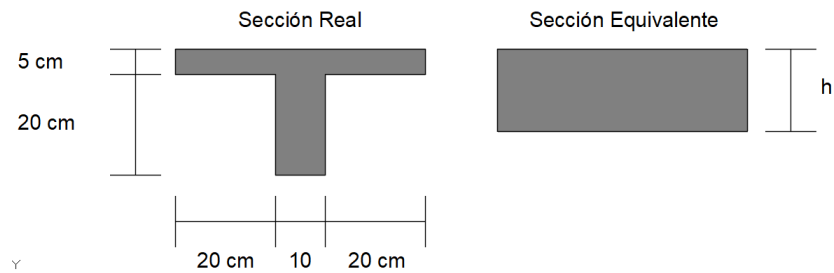
#### 2. Cálculo del momento que produce la viga T con respecto a su base

$$M = A_1 * \bar{y}_1 + A_2 * \bar{y}_2$$

$$M = [(50 \text{ cm} * 5 \text{ cm}) * 22.5 \text{ cm}] + [(20 \text{ cm} * 10 \text{ cm}) * 10 \text{ cm}]$$

$$= 7625 \text{ cm}^3$$

**Ilustración 23** Secciones de Viga T



**Fuente.** Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015).

**3. Cálculo del centro de gravedad de la viga T con respecto a su base**

$$y_G = \frac{M}{A} = \frac{7625 \text{ cm}^3}{450 \text{ cm}^2} = 16.94 \text{ cm}$$

**4. Cálculo de inercia de la viga T con respecto a su centro de gravedad**

$$I_y = I_{oy} + A * d_y^2, \quad I_{oy} = \frac{b * h^3}{12}, \quad d_y = \bar{y} - y_G$$

$$I_y = \frac{50 * 5^3}{12} + (50 * 5) * (22.5 - 16.94)^2 + \frac{10 * 20^3}{12} + (10 * 20) * (16.94 - 10)^2$$

$$I_y = 24548.62$$

**5. Cálculo de altura equivalente de**

$$\frac{50h^3}{12} = 24548.62 \text{ cm}^4 \rightarrow h_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 * 24548.62 \text{ cm}^4}{50}}$$

$$h_{equivalente} = 18.06 \text{ cm}$$

## 6. Cálculo de valores $\alpha$ y $\alpha_m$

**Tabla 29** Dimensiones de las Vigas

Eje X		Eje Y	
LX1	0.00 m	LY1	0.00 m
LX2	5.40 m	LY2	5.40 m
LX3	5.40 m	LY3	5.40 m
Dimensiones de vigas			
B1	0.30 m	H1	0.45 m
B2	0.30 m	H2	0.45 m
B3	0.30 m	H3	0.45 m
B4	0.30 m	H4	0.45 m
Ln	510 cm	fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 30** Datos para  $\alpha$

Eje A	I viga	227812.50 cm <sup>4</sup>	I losa	125173.44 cm <sup>4</sup>	$\alpha_1$	1.82
Eje 3	I viga	227812.50 cm <sup>4</sup>	I losa	125173.44 cm <sup>4</sup>	$\alpha_2$	1.82
Eje B	I viga	227812.50 cm <sup>4</sup>	I losa	250346.87 cm <sup>4</sup>	$\alpha_3$	0.91
Eje 2	I viga	227812.50 cm <sup>4</sup>	I losa	250346.87 cm <sup>4</sup>	$\alpha_4$	0.91

*Fuente. Elaborado por autor*

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{1.82 + 1.82 + 0.91 + 0.91}{4} = 1.36$$

## 7. Cálculo del peralte mínimo equivalente de losa nervada a losa maciza

Según la tabla 8.3.1.2 del ACI 318-19, se establecen los criterios que permiten determinar las relaciones entre luces y espesores mínimos para losas en dos direcciones, dependiendo de las condiciones de apoyo y del tipo de refuerzo empleado.

**Ecuación 22**

$$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$$

**Ecuación 23**

$$0.2 < 1.00 \leq 2.0$$

La ecuación del peralte cuando  $\alpha_{fm}$  mayor que 0.2 y menor que 2, es

$$h_{min} = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$h_{min} = \frac{510 \text{ cm} \left(0.8 + \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1400}\right)}{36 + 5 * (1) * (1.36 - 0.2)} = 13.41 \text{ cm}$$

$$h_{min} \geq 12.5 \text{ cm}$$

$$13.41 \text{ cm} \geq 12.5 \text{ cm}$$

Se comprueba que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supere la altura mínima establecida por el código:

$$h_{equivalente} = 18.06 \text{ cm} \geq 13.41 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$D = 644,01 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{oficina} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{Escenario} = 290 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{Sala de Conferencia} = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{\ln}{33} = 0,16 \text{ m}$$

$$t = \frac{2(5,4) + 2(5,4)}{180} = 0,12$$

$$h = 0.25$$

$$qu = 1,2D + 1,6L$$

**Losa 1, 2,**

$$qu_{oficina} = 1,2(644,01) + 1,6(240)$$

$$qu_{oficina} = 1156,81 \text{ Kg/m}^2$$

**Losa 3, 4**

$$qu_{Escenario} = 1,2(644,01) + 1,6(290)$$

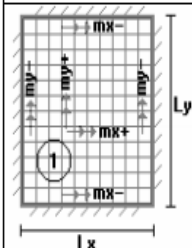
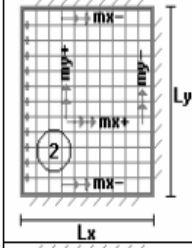
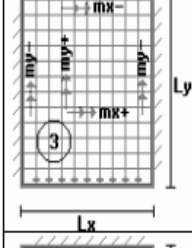
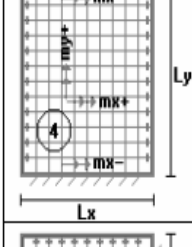
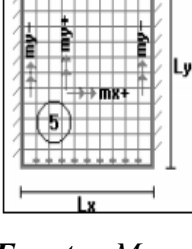
$$qu_{Escenario} = 1236,81 \text{ Kg/m}^2$$

### Losa 5

$$qu_{Sala de Conferencia} = 1,2(644,01) + 1,6(720)$$

$$qu_{OSala de Conferencia} = 1924,81 \text{ Kg/m}^2$$

**Tabla 31** Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	323	340	351	354	348	335

**Fuente.** Marcelo Romo Proaño, M.Sc.(Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador).

**Tabla 32** Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	406 839 428 839 428	489 980 525 857 409	572 1120 621 852 369	644 1240 704 827 310	693 1323 761 793 271	712 1353 782 764 238
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	569 1118 616 433	630 1220 687 375	681 1303 746 311	715 1360 785 269	729 1382 802 252	718 1364 790 238
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	569 433 1118 616	754 587 1225 654	979 775 1304 659	1230 984 1334 615	1469 1183 1308 527	1644 1329 1246 434
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	969 765 765	1170 932 737	1371 1101 665	1550 1250 547	1684 1361 439	1749 1416 397
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	355 542 113 698 898 344 471	567 664 128 800 1132 384 596	944 834 125 925 1452 432 766	1637 1084 86 1086 1886 490 993	2935 1494 14 1298 2456 563 1278	5348 2205 7 1552 3131 639 1575

*Fuente.* Marcelo Romo Proaño, M.Sc.(Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador).

**Tabla 33** Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x+}$ $m_{x-}$	2005 337 1078 1533	3182 368 1150 1945	5274 393 1248 2521	9241 409 1384 3533	17450 415 1580 4622	36620 409 1873 6703
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{y-}$ $m_{x+}$	2005 1078 1533 337	1908 1128 1482 369	1795 1187 1422 392	1678 1250 1357 396	1654 1304 1336 407	1651 1334 1334 406
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	11330 1720 3528 1720 3528	13660 2026 4113 1758 3621	15920 2358 4692 1760 3626	17770 2709 5191 1734 3566	18820 3095 5527 1705 3503	18680 3572 5625 1699 3505

*Fuente.* Marcelo Romo Proaño, M.Sc.(Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador).

**Tabla 34** Tabla para el Diseño de las Losas

$$M = 0,0001m * q * Lx^2$$

Losa	Tipo	Lx	Ly	Lx/Ly	My-	My+	Mx-	Mx+	Muy- Kg m/m	Muy+ Kg m/m	Mux- Kg m/m	Mux+ Kg m/m
1	6	5,4	5,4	1	839	428	839	428	3025,89	1543,60	3025,89	1543,60
2	2	5,4	5,4	1	597	269	718	354	2013,84	907,41	2422,00	1194,13
3	1	5,4	5,4	1	564	258	564	258	1902,52	870,30	1902,52	870,30
4	2	5,4	5,4	1	597	269	718	354	3350,81	1509,83	4029,95	1986,91
5	2	5,4	5,4	1	597	269	718	354	2153,10	970,16	2589,49	1276,71

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 35** Calculo del As

Losa	M Kg - m/m	b cm	d cm	f c	Fy	As cm2/m	
1	Muy-	3025,8853	20	22	280	Asy-	3,9518
	Muy+	1543,5982	100	22	280	Asy+	1,8702
	Mux-	3025,8853	20	22	280	Asx-	3,9518
	Mux+	1543,5982	100	22	280	Asx+	1,8702
2	Muy-	2013,8350	20	22	280	Asy-	2,5523
	Muy+	907,4064	100	22	280	Asy+	1,0960
	Mux-	2421,9992	20	22	280	Asx-	3,1059
	Mux+	1194,1333	100	22	280	Asx+	1,4443
3	Muy-	1902,5175	20	22	280	Asy-	2,4036
	Muy+	870,3006	100	22	280	Asy+	1,0510
	Mux-	1902,5175	20	22	280	Asx-	2,4036
	Mux+	870,3006	100	22	280	Asx+	1,0510
4	Muy-	3350,8093	20	22	280	Asy-	4,4214
	Muy+	1509,8287	100	22	280	Asy+	1,8290
	Mux-	4029,9516	20	22	280	Asx-	5,4393
	Mux+	1986,9121	100	22	280	Asx+	2,4126
5	Muy-	2153,1032	20	22	280	Asy-	2,7396
	Muy+	970,1587	100	22	280	Asy+	1,1721
	Mux-	2589,4943	20	22	280	Asx-	3,3372
	Mux+	1276,7144	100	22	280	Asx+	1,5448

*Fuente. Elaborado por autor.*

$$As_{mín} = 0,000333 (20 * 22) = 1,47cm^2$$

Armadura mínima requerida  $1,47cm^2$  por metro cuadrado y  $0,74cm^2$  por nervio.

**Tabla 36** Armadura Requerida en Losas

Losa	Asy- cm2/m	Asy+ cm2/m	Asx- cm2/m	Asx+ cm2/m	Asy- cm2/m nervio	Asy+ cm2/m nervio	Asx- cm2/m nervio	Asx+ cm2/m nervio
1	3,952	1,870	3,952	1,870	1,98	0,94	1,98	0,94
2	2,552	*1,47	3,106	*1,47	1φ16mm	1φ12mm	1φ16mm	1φ12mm
					1,28	*0,74	1,55	*0,74
3	2,404	*1,47	2,404	*1,47	1φ14mm	1φ10mm	1φ16mm	1φ10mm
					1,20	*0,74	1,20	*0,74
4	4,421	1,829	5,439	2,413	1φ14mm	1φ10mm	1φ14mm	1φ10mm
					2,21	0,91	2,72	1,21
5	2,740	*1,47	3,337	1,545	1φ18mm	1φ12mm	1φ20mm	1φ14mm
					1,37	*0,74	1,67	0,77
					1φ14mm	1φ10mm	1φ16mm	1φ10mm

*Fuente. Elaborado por autor.*



### 3.6.3.3. Análisis de carga de losa

#### Peso de losa.

- **Peso de carpeta de hormigón por metro cuadrado.**

$$W_{loseta} = \frac{\text{Vol de carpeta de hormigón} * \gamma_{\text{Hormigón}}}{\text{Área de losa}}$$
$$W_{loseta} = \frac{(0,05\text{m} * 1\text{m} * 1\text{m}) * 2400\text{kg/m}^3}{1\text{m}^2} = 120\text{kg/m}^2$$

- **Peso propio de nervios por metro cuadrado.**

$$W_{nervios} = \frac{n^{\circ} \text{ de nervios} * \text{Vol de nervios} * \gamma_{\text{Hormigón}}}{\text{Área de losa}}$$
$$W_{nervios} = \frac{4 * (0.1\text{m} * 0.2\text{m} * 1\text{m}) * 2400\text{kg/m}^3}{1\text{m}^2} = 192\text{kg/m}^2$$

- **Peso de losa total por metro cuadrado.**

$$W_{\text{total losa}} = W_{\text{carpeta}} + W_{\text{nervios}}$$
$$W_{\text{total losa}} = 120\text{kg/m}^2 + 192\text{kg/m}^2 = 312\text{kg/m}^2$$

- **Peso de aligerado de losa por metro cuadrado.**

Se utilizará casetones de poliestireno con dimensiones de 0.4 x 0.2 x 0.4m y con una densidad de 10.2 kg/m<sup>3</sup>

$$W_{\text{aligerado}} = \frac{n^{\circ} \text{ de casetones} * \text{Vol del casetón} * \gamma_{\text{casetón}}}{\text{Área de losa}}$$
$$W_{\text{aligerado}} = \frac{4 * (0.4\text{m} * 0.2\text{m} * 0.4\text{m}) * 10.2\text{kg/m}^3}{1\text{m}^2}$$
$$= 1.31\text{kg/m}^2$$

### 3.6.4. Cálculo de carga sobreimpuesta.

Carga muerta adicional (CM) aplicada por metro cuadrado en los 7 niveles de la edificación.

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{aligerado}} + W_{\text{cerámica}} + W_{\text{paredes}}$$
$$+ W_{\text{instalaciones}} + W_{\text{tumbado}}$$
$$CM = 312\text{kg/m}^2 + 1.31\text{kg/m}^2 + 20\text{kg/m}^2 + 240.70\text{kg/m}^2$$
$$+ 50\text{kg/m}^2 + 20\text{kg/m}^2 = 644.01\text{kg/m}^2$$

Carga muerta adicional (CM) correspondiente a la cubierta, expresada por metro cuadrado.

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{acabados}} + W_{\text{instalaciones}} + W_{\text{tumbado}}$$
$$CM = 312\text{kg/m}^2 + 1.31\text{kg/m}^2 + 10\text{kg/m}^2 + 50\text{kg/m}^2$$
$$+ 20\text{kg/m}^2 = 393.31\text{kg/m}^2$$

### 3.6.5. Predimensionamiento de vigas.

Se asume una luz neta de 4.8 m para la viga, valor que servirá como base para determinar su altura empleando la siguiente ecuación:

$$h = \frac{ln}{12} = \frac{480 \text{ cm}}{12} = 40 \text{ cm}$$

Se adopta una altura de 45 cm para la viga y, considerando las relaciones  $h = 2b$  y  $b = 2/3h$ , se estima la base correspondiente, por lo tanto:

$$b = \frac{h}{2} = \frac{45 \text{ cm}}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 * 45 \text{ cm}}{3} = 26.7 \text{ cm}$$

Se escoge una base de 30 cm. Las dimensiones de la viga serán de 30x45cm.

#### Peso propio de viga por ml.

$$P_{p \text{ viga}} = V_{viga} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{p \text{ viga}} = (0.3m * 0.45m * 1m) * 2400kg/m^2 = 324 \text{ kg/ml}$$

### 3.6.6. Predimensionamiento de columnas.

Con las vigas y la losa previamente predimensionadas, y considerando las distintas cargas que intervienen en el cálculo preliminar de las columnas, se obtienen las siguientes tablas:

**Tabla 37** Predimensionamiento de Columna Interna

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA INTERNA			
Cargas	Peso	Distribución	Cargas Tributarias
CV	240 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	48988.80
CV cubierta	70 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	2041.20
Losa aligerada	313.31 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	73088.96
Vigas	324 kg/ml	4.8 ml	12441.60
Enlucido	50 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	11664.00
R. de piso (cerámica)	20 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	4665.60
Mampostería	240.70 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	49131.68
Instalaciones adicionales	50 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	11664.00
Tumbado	20 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	4665.60
Acabados Cubierta	10 kg/m <sup>2</sup>	29.16 m <sup>2</sup>	291.60
Carga tributaria a columna de planta baja (8 pisos)			304828.61

**Fuente.** Elaborado por autor.

**Tabla 38** Predimensionamiento de Columna de Borde

<b>PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA DE BORDE</b>			
<b>Cargas</b>	<b>Peso</b>	<b>Distribución</b>	<b>Cargas Tributarias</b>
CV	240 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	26325.60
CV cubierta	70 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	1096.90
Losa aligerada	313.31 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	39276.54
Vigas	324 kg/ml	4.8 ml	12441.60
Enlucido	50 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	6268.00
R. de piso (cerámica)	20 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	2507.20
Mampostería	240.70 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	26402.38
Instalaciones adicionales	50 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	6268.00
Tumbado	20 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	2507.20
Acabados Cubierta	10 kg/m <sup>2</sup>	15.67 m <sup>2</sup>	156.7
Carga tributaria a columna de planta baja (8 pisos)			170715.67

**Fuente.** Elaborado por autor

En el proceso de análisis y predimensionamiento de los elementos verticales, se evaluaron las cargas tributarias correspondientes a las columnas de la planta baja, identificándose diferencias significativas entre los elementos interiores y de borde. La columna interior, considerada como la más exigida estructuralmente por su ubicación y zona de influencia, soporta una carga tributaria de 304828.61 kg.

En contraste, la columna de borde presenta una carga de 170715.67 kg, resultado de su menor área de captación de cargas provenientes de los entrepisos.

$$A_{c_{interna}} = \frac{304828.61}{0.3 * 280} = 3628.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{interna}} = 60.24 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

$$A_{c_{borde}} = \frac{170715.67}{0.25 * 280} = 2177.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{borde}} = 46.66 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Se adopta una columna interna de 65x65cm y una de borde de 50x50cm.

Posteriormente se considera el peso propio de las columnas de los niveles superiores, tomando como H la altura libre del piso, descontando el volumen ocupado por las vigas. El proyecto contempla dos configuraciones estructurales: una con juntas sísmicas y una monolítica, donde se mantiene la uniformidad en las

dimensiones de los elementos para asegurar un comportamiento homogéneo.

**Tabla 39** *Peso propio de Columnas Internas*

Piso	Sección de columnas (cm)	H (m)	$\gamma_{concreto}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso propio (Kg)
1	65x65	2.55	2400	2585.7
2	65x65	2.55	2400	2585.7
3	65x65	2.55	2400	2585.7
4	65x65	2.55	2400	2585.7
5	65x65	2.55	2400	2585.7
6	65x65	2.55	2400	2585.7
7	65x65	2.55	2400	2585.7
8	65x65	2.55	2400	2585.7
				24822.72

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 40** *Peso propio de Columnas de Borde*

Piso	Sección de columnas (cm)	H (m)	$\gamma_{concreto}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso propio (Kg)
1	50x50	2.55	2400	1530.00
2	50x50	2.55	2400	1530.00
3	50x50	2.55	2400	1530.00
4	50x50	2.55	2400	1530.00
5	50x50	2.55	2400	1530.00
6	50x50	2.55	2400	1530.00
7	50x50	2.55	2400	1530.00
8	50x50	2.55	2400	1530.00
				14688.00

*Fuente. Elaborado por autor.*

Para las columnas interiores de la planta baja se tiene:

$$A_{C_{interna}} = \frac{304828.61 + PP_{col}}{0.3 * 280}$$

$$A_{C_{interna}} = \frac{304828.61 + 24822.72}{0.3 * 280} = 3924.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{C_{interna}} = 62.65 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

$$A_{C_{borde}} = \frac{170715.67 + PP_{col}}{0.25 * 280}$$

$$A_{C_{borde}} = \frac{170715.67 + 14688.00}{0.25 * 280} = 2207.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{C_{borde}} = 46.98 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Se adoptan columnas preliminares internas de 65x65cm y columnas de borde de 50x50cm.

## 3.7. DISEÑO DE ESCALERA

El diseño de la escalera se considera debido a su ubicación en la esquina de la edificación en forma de “L”, donde influye en la rigidez local y en la transmisión de cargas hacia los elementos estructurales cercanos. Para efectos del modelado, se incorpora una viga secundaria de 30×40 cm como elemento de apoyo conectado a la losa de descanso; sin embargo, las losas inclinadas de la escalera no se modelarán y la zona correspondiente se dejará vacía dentro del esquema estructural.

### 3.7.1. Cálculo de huella y contrahuella.

- El cálculo de la huella y la contrahuella es esencial en el diseño de escaleras, pues de sus dimensiones dependen la comodidad, seguridad y funcionalidad del tránsito peatonal. Mantener una proporción adecuada entre ambas garantiza una pendiente confortable, por lo que, según las recomendaciones arquitectónicas y estructurales, se adoptan los siguientes rangos de referencia:
- Contrahuella (h): entre 15 cm y 18 cm
- Huella (c): entre 28 cm y 30 cm

Además, debe cumplir con la siguiente fórmula empírica

$$h + 2c = 60 - 65\text{cm}$$

### 3.7.2. Cálculo de número de peraltes de la escalera.

Tomando una contrahuella de 17cm, el cálculo de peraltes queda de la siguiente manera:

$$n^{\circ}\text{peraltes} = \frac{H}{\text{contrahuella}}$$
$$n^{\circ}\text{peraltes} = \frac{3.0\text{ m}}{0.17\text{ m}} = 17.64 \approx 18\text{ peraltes}$$

### 3.7.3. Cálculo del peralte corregido.

- Cálculo de la nueva altura del peralte

$$h = \frac{H}{n^{\circ}\text{peraltes}} = \frac{3.0\text{ m}}{18} = 0.1667\text{ m} = 17\text{ cm}$$

### 3.7.4. Cálculo de la huella.

- Cálculo de la huella, despejando la formula empírica queda de la siguiente manera:

$$h = 63 - 2 * 17 = 29 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

### 3.7.5. Cálculo de espesor de la losa de escalera.

El espesor de la losa de escalera se calculó con las siguientes expresiones:

**Ecuación 24**

$$t = \frac{ln}{20} \quad o \quad t = \frac{ln}{25}$$

**Tabla 41** Datos para el cálculo de la losa para la escalera

Propiedades de materiales		Cargas		Geometría de la escalera	
<b>F'c</b>	280 kg/cm <sup>2</sup>	<b>S/c sobrecarga</b>	0.48 Tn/m <sup>2</sup>	<b>Huella P</b>	30 cm
<b>Fy</b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Pc acabados</b>	0.1 Tn/m <sup>2</sup>	<b>Contrahuella CP</b>	17 cm
<b>r</b>	2			<b>b</b>	270 cm
				<b>Ac</b>	40 cm

*Fuente. Elaborado por autor*

$$\text{Sobrecarga} = 0.48 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Contrahuella} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Huella} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho} = 270 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ cm}$$

$$b = 270 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$\text{ancho de cimentacion} = 40 \text{ cm}$$

#### Datos Tramo I

$$\text{Descanso } D1 = 1.2 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ Pasos} = 8$$

$$c1 = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{Luz libre} = \# \text{Pasos} * \text{huella} + D1 - c1 = 8 * 0.3 + 1.2 - 0.4 = 3.2 \text{ m}$$

## Datos Tramo II

$$\text{Descanso } D2 = 1.5 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ Pasos} = 8$$

$$c2 = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Luz libre} = D1 + N^{\circ} \text{ Pasos} * \text{huella} + D2 = 1.2 + 8 * 0.3 + 1.5 = 5.1 \text{ m}$$

### 1. Cálculo del espesor “t” de la escalera

Para el cálculo del espesor de la escalera, se considera el segundo tramo, siendo este el más desfavorable.

$$t = \frac{ln1}{20} = \frac{5.1 \text{ m}}{20} = 0.25 \text{ m}$$

$$t = \frac{ln1}{25} = \frac{5.1 \text{ m}}{25} = 0.204 \text{ m}$$

$$\text{Promedio} = \frac{0.25 + 0.204}{2} = 0.227 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

### 2. Cálculo de altura media “Hm”

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{0.3}{\sqrt{(0.3)^2 + (0.17)^2}} = 0.87$$

$$Hm = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = \frac{0.25}{0.87} + \frac{0.17}{2} = 0.37 \text{ m}$$

### 3. Metrado de cargas.

Tabla 42 Metrado de cargas tramo I

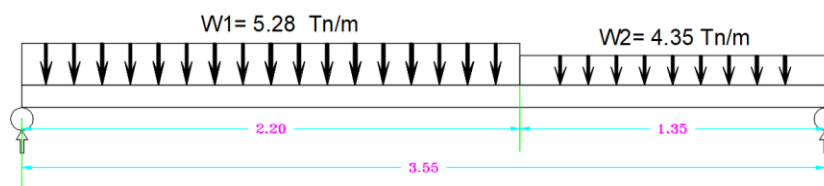
Metrado de garganta					
		Peso	Hm	b	Parcial Tn
<b>CARGAS MUERTAS</b>	Peso Propio	2.4 Tn/m3	0.37 m	2.7 m	2.40
	P. piso terminado	0.1 Tn/m2		2.7 m	0.27
	<b>Total</b>				<b>2.67</b>
<b>CARGAS VIVAS</b>	s/c	0.48 Tn/m2		2.7 m	1.3
<b>Total</b>					<b>1.3</b>
<b>Wu 1.2D+1.6L</b>					<b>5.28</b>
Metrado de descanso					
		Peso	Hm	b	Parcial Tn
<b>CARGAS MUERTAS</b>	Peso Propio	2.4 Tn/m3	0.25 m	2.7 m	1.62
	P. piso terminado	0.1 Tn/m2		2.7 m	0.27
	<b>Total</b>				<b>1.89</b>
<b>CARGAS VIVAS</b>	s/c	0.48 Tn/m2		2.7 m	1.3
<b>Total</b>					<b>1.3</b>
<b>Wu 1.2D+1.6L</b>					<b>4.35</b>

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 43** *Metrado de cargas tramo II*

Metrado de garganta					
		Peso	Hm	b	Parcial Tn
CARGAS MUERTAS	Peso Propio	2.4 Tn/m <sup>3</sup>	0.37 m	2.7 m	2.40
	P. piso terminado	0.1 Tn/m <sup>2</sup>		2.7 m	0.27
	Total				2.67
CARGAS VIVAS	s/c	0.48 Tn/m <sup>2</sup>		2.7 m	1.3
<b>Total</b>					<b>1.3</b>
<b>Wu 1.2D+1.6L</b>					<b>5.28</b>
Metrado de descanso					
		Peso	Hm	b	Parcial Tn
CARGAS MUERTAS	Peso Propio	2.4 Tn/m <sup>3</sup>	0.25 m	2.7 m	1.62
	P. piso terminado	0.1 Tn/m <sup>2</sup>		2.7 m	0.27
	Total				1.89
CARGAS VIVAS	s/c	0.48 Tn/m <sup>2</sup>		2.7 m	1.3
<b>Total</b>					<b>1.3</b>
<b>Wu 1.2D+1.6L</b>					<b>4.35</b>

*Fuente. Elaborado por autor.*



$$R_a = 9.14 \text{ Tn}$$

$$R_b = 8.35 \text{ Tn}$$

$$V(x) = R_a - w_1 x$$

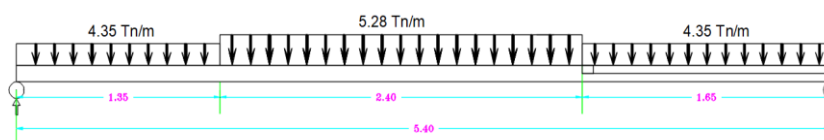
$$M(x) = R_a(x) - \frac{w_1(x)^2}{2}$$

$$V(x) = 9.14 - 5.28x = 0$$

$$M(x) = 9.14(x) - \frac{5.28(x)^2}{2}$$

$$x = 1.73$$

$$M(x) = 9.14(1.73) - \frac{5.28(1.73)^2}{2} = 7.91 \text{ tn} \cdot \text{m}$$



$$R_a = 12.74 \text{ Tn}$$

$$R_b = 12.62 \text{ Tn}$$

$$V(x) = R_a - w_2 l_1 - w_1(x - l_1) \rightarrow V(x) = 12.74 - 4.35 \cdot 1.35 - 5.13(x - 1.35)$$

$$x = 2.69$$

$$M(x) = R_a(x) - \frac{w_2(x)^2}{2} - (w_1 - w_2) \cdot \frac{(x-l_1)^2}{2}$$

$$M(x) = 12.74(x) - \frac{5.13(x)^2}{2} - (5.13 - 4.35) \cdot \frac{(x-1.35)^2}{2}$$

$$M(x) = 12.74(x) - \frac{5.13(2.69)^2}{2} - (5.13 - 4.35) \cdot \frac{(x-2.69)^2}{2} = 17.83 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

DATOS GENERALES					
F'c	280	Kg/cm <sup>2</sup>	b	270	rec 3
Fy	4200	Kg/cm <sup>3</sup>	φ	0.9	

## TRAMO II

### CÁLCULO DE ACERO POSITIVO AS (+)

Acero Positivo As (+)			
Momento máximo	Mu	17.83	Tn*m
Varilla Φvar	Φ Var	5/8	plg
Diámetro de Φvar	Φ DVar	1.6	cm
Área de Φvar	Φ AsVar	2.01	cm <sup>2</sup>
Espesor	t	25	cm

#### Cálculo del Peralte Efectivo

$$d = t - \left( r + \frac{\phi D_{var}}{2} \right)$$

$$d = 25 - \left( 3 + \frac{1.2}{2} \right) = 21.4$$

#### Cálculo del Acero

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$As = \frac{0.85 * 280 * 270 * 21.4}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.83 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 280 * 270 * (21.4)^2}} \right)$$

$$As = 23.07 \text{ cm}^2$$

#### Cálculo del Acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

$$As_{min} = 0.0018 * 270 * 21.4 = 10.40 \text{ cm}^2$$

$$As_{calculado} > As_{min}$$

$$23.07 \text{ cm}^2 > 10.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{"Cumple"}$$

#### Cálculo de cantidad de varillas

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{As_{diseño}}{\phi As_{var}}$$

$$N^{\circ}_{var} = \frac{23.07 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 11.48 \approx 12 \text{ varillas}$$

### Cálculo de acero provisto

$$A_{S_{provisto}} = N^{\circ}_{var} * \phi A_{S_{var}} = 12 * 2.01 = 24.12 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de cuantía

$$\rho_{provista} = \frac{A_{S_{provisto}}}{b * d}$$
$$\rho_{provista} = \frac{24.12 \text{ cm}^2}{270 * 21.4} = 0.0042$$

### Cuantía mínima = 0.0018

$$\rho_{provista} > \rho_{min}$$
$$0.0042 > 0.0018 \text{ "Cumple"}$$

### Cálculo de cuantía Máxima

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$
$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{Fy}{Es} + 0.003}$$
$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003} = 0.0289$$
$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0289 = 0.0217$$
$$\rho_{provista} \leq \rho_{máx}$$
$$0.0042 \leq 0.0217 \text{ "Cumple"}$$

### Cálculo de espaciamiento

$$S = \frac{b - (2 * r + \phi D_{var})}{N^{\circ}_{var} - 1}$$
$$S = \frac{270 - (2 * 3 + 2.01)}{12 - 1} = 23.85 \text{ cm}$$

### Distribución de varillas

$$\phi 16 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

### CÁLCULO DE ACERO NEGATIVO AS (-)

ACERO NEGATIVO As (-)			
Varilla $\phi_{var}$	$\Phi$ Var	1/2	plg
Diametro de $\phi_{var}$	$\Phi$ DVar	1.2	cm
Area de $\phi_{var}$	$\Phi$ AsVar	1.13	cm <sup>2</sup>

### Cálculo del Acero

$$As = \frac{As(+)}{2}$$
$$As = \frac{24.12 \text{ cm}^2}{2} = 12.06 \text{ cm}^2$$

### Cálculo del Acero mínimo

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$
$$As_{min} = 0.0018 * 270 * 21.4 = 10.40 \text{ cm}^2$$
$$As_{calculado} > As_{min}$$
$$12.06 \text{ cm}^2 > 10.40 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de cantidad de varillas

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{As_{diseño}}{\emptyset As_{var}}$$
$$N^{\circ}_{var} = \frac{12.06 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 10.67 \approx 11 \text{ varillas}$$

### Cálculo de acero provisto

$$As_{provisto} = N^{\circ}_{var} * \emptyset As_{var} = 11 * 1.13 = 12.43 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de cuantía

$$\rho_{provista} = \frac{As_{provisto}}{b * d}$$
$$\rho_{provista} = \frac{12.43 \text{ cm}^2}{270 * 21.4} = 0.0022$$

### Cuantía mínima = 0.0018

$$\rho_{provista} > \rho_{min}$$
$$0.0022 > 0.0018 \rightarrow \text{"Cumple"}$$

### Cálculo de cuantía Máxima

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$
$$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$
$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003} = 0.0289$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0289 = 0.0217$$

$$\rho_{provista} \leq \rho_{m\acute{a}x}$$

$$0.0022 \leq 0.0217 \rightarrow \text{"Cumple"}$$

### Cálculo de espaciamiento

$$S = \frac{b - (2 * r + \phi D_{var})}{N_{var} - 1}$$

$$S = \frac{270 - (2 * 3 + 1.2)}{11 - 1} = 26.28 \text{ cm}$$

### Distribución de varillas

$$\phi 12 \text{ mm @} 25 \text{ cm}$$

### Cortes de acero negativo

$$C = \frac{L_2}{\cos(\theta)}$$

$$C = \frac{2.40}{0.87} = 2.76 \text{ m}$$

$$\frac{C}{3} = \frac{2.76}{3} = 0.92 \text{ m}$$

## CÁLCULO DE ACERO POR TEMPERATURA

**Tabla 44** DATOS PAR ACERO POR TEMPERATURA

DATOS PAR ACERO POR TEMPERATURA			
Varilla $\Phi$ var	$\Phi$ Var	1/2	plg
Diámetro de $\Phi$ var	$\Phi$ DVar	1.2	cm
Área de $\Phi$ var	$\Phi$ AsVar	1.13	cm <sup>2</sup>
Espesor	t	25	cm

**Fuente.** Elaborado por autor

### Cálculo del Acero mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 25 = 4.50 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho}$$

### Cálculo de cantidad de varillas

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{As_{diseño}}{\phi As_{var}}$$
$$N^{\circ}_{var} = \frac{4.50 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 3.98 \approx 4 \text{ varillas}$$

### Cálculo de acero provisto

$$As_{provisto} = N^{\circ}_{var} * \text{Area de varilla} = 4 * 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de espaciamiento entre barras

$$S = \frac{As}{\phi As_{var}}$$
$$S = \frac{4.52 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 0.25 \text{ cm}$$

### Distribución de varillas

$$\phi 12 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

### Verificación por Cortante

**Tabla 45** Verificación por Cortante

DATOS PARA VERIFICACIÓN POR CORTANTE			
Reacción	Ra	12.74	tn
Carga Aplicada	W1	4.35	tn/m
Apoyo	Ac	35	cm
Coefficiente	$\phi$	0.85	

*Fuente. Elaborado por autor*

### Cálculo de espesor efectivo

$$d = t - r$$
$$d = 25 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

### Cálculo de cortante ultimo

$$V_{ud} = Ra - W_2 \left( d - \frac{Ac}{2} \right)$$
$$V_u = V_{ud} * \cos(\theta)$$
$$V_{ud} = 12.74 - 5.28 * \left( 0.22 + \frac{0.35}{2} \right) = 10.65 \text{ tn}$$

$$V_u = 10.65 \text{ Tn} * 0.87 = 9.23 \text{ tn}$$

### Cálculo de cortante nominal

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = \frac{9.23 \text{ tn}}{0.85} = 10.86 \text{ tn}$$

### Cálculo de resistencia cortante del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 270 * 22 = 52679.46 \text{ Kg} = 52.68 \text{ tn}$$

$$V_n \leq V_c$$

$$10.86 \text{ tn} \leq 52.68 \text{ tn} \rightarrow \text{"Cumple"}$$

### TRAMO I

		Acero Positivo (+)	Acero Negativo (-)	
Momento máximo	Mu	7.91		Tn*m
Varilla $\Phi$ var	$\Phi$ Var	1/2	1/2	plg
Diámetro de $\Phi$ var	$\Phi$ DVar	1.2	1.2	cm
Área de $\Phi$ var	$\Phi$ AsVar	1.13	1.13	cm2
Espesor de garganta	t	25		cm
Peralte efectivo	d	21.4		cm
Acero calculado	As	9.93	5.65	cm2
Acero mínimo	As min	10.40	10.40	cm2
Acero de diseño	As dis	10.40	10.40	cm2
Cuantía Calculada	$\rho$	0.0018	0.00098	
Numero de Varillas	N° var	10	10	10
Acero Provisto	As rec	11.3	11.3	cm2
Cuantía Recalculada	$\rho$	0.0019	0.0019	
Espaciamiento	S	29.2	29.20	cm
Cuantía balanceada	$\rho_b$	0.0289		

Acero Positivo (+)				Acero Negativo (-)			
$\rho$ mínima	$\rho$ calculada	$\rho$ máxima	Cumple	$\rho$ mínima	$\rho$ calculada	$\rho$ máxima	Cumple
0.0018	0.0020	0.021675	Cumple	0.0018	0.0020	0.021675	Cumple
S calculado	S máximo	S máximo 3t	Cumple	S calculado	S máximo	S máximo 3t	Cumple
29.2	45	75	Cumple	29.20	45	75	Cumple
Distribución de Varillas				Distribución de Varillas			
$\Phi$	1/2	@ 25 m		$\Phi$	1/2	@ 0.25 m	

### CORTES DE ACERO NEGATIVO

C	2.76	m
C/3	0.92	m

ACERO POR TEMPERATURA			
Varilla $\Phi$ var	$\Phi$ Var	1/2	plg
Diámetro de $\Phi$ var	$\Phi$ DVar	1.2	cm
Área de $\Phi$ var	$\Phi$ AsVar	1.13	cm <sup>2</sup>
Espesor de garganta	t	25	cm
Acero mínimo	As min	4.50	cm <sup>2</sup>
Numero de Varillas	N° var	3.98	4
Acero recalculado	As rec	4.52	cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	S	25.11	cm
Distribución de Var	$\Phi$	1/2	@ 0.25 m

DATOS PARA VERIFICACIÓN POR CORTANTE			
Reacción	Ra	12.74	tn
Carga Aplicada	W1	4.35	tn/m
Apoyo	Ac	35	cm
Coefficiente	$\phi$	0.85	
Espesor efectivo	d	22	cm
R cortante del concreto	Vc	52.68	tn

#### Cálculo de cortante ultimo

$$V_{ud} = 9.14 - 4.35 * \left(0.22 - \frac{0.30}{2}\right) = 8.84 \text{ tn}$$

$$V_u = 8.84 \text{ Tn} * 0.87 = 7.69 \text{ tn}$$

#### Cálculo de cortante nominal

$$V_n = \frac{7.69 \text{ tn}}{0.85} = 9.05 \text{ tn}$$

$$V_n \leq V_c$$

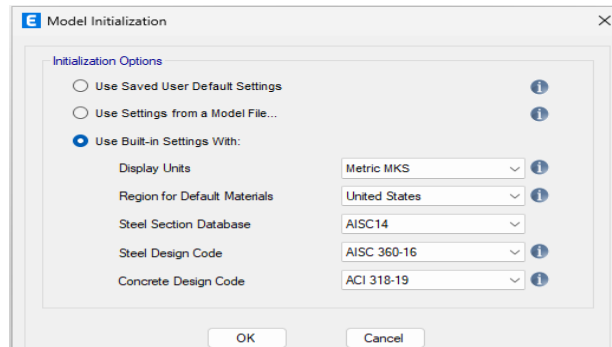
$$9.05 \text{ tn} \leq 52.68 \text{ tn} \rightarrow \text{"Cumple"}$$

## 3.8. MODELADO ESTRUCTURAL EN ETABS

### 3.8.1. Modelado en ETABS.

1. Creamos un modelo nuevo; al hacerlo, se abrirá una ventana donde elegimos la opción Use Built-in Settings With, y en el apartado Display Units seleccionamos “Metric MKS”.

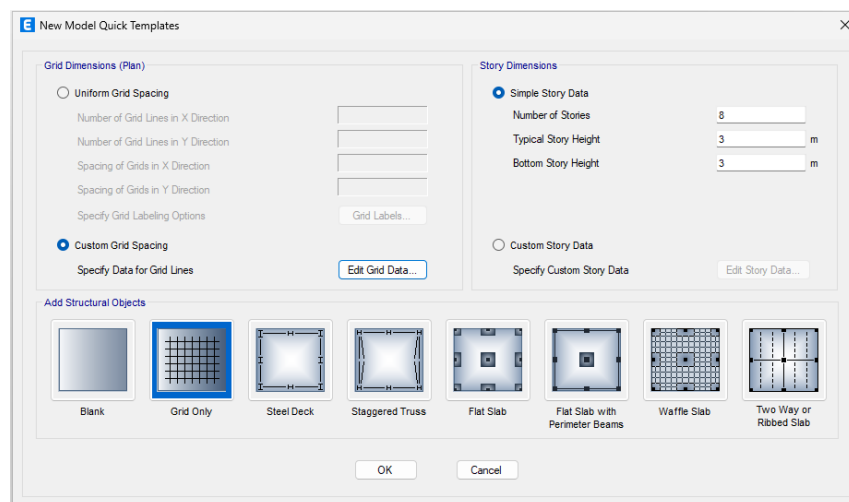
*Ilustración 26 Norma y unidades del momento*



*Fuente. ETABS, 2021*

2. Para asignar los valores de las dimensiones, seleccionamos “Custom Grid Spacing” y luego hacemos clic en “Edit Grid Data”.

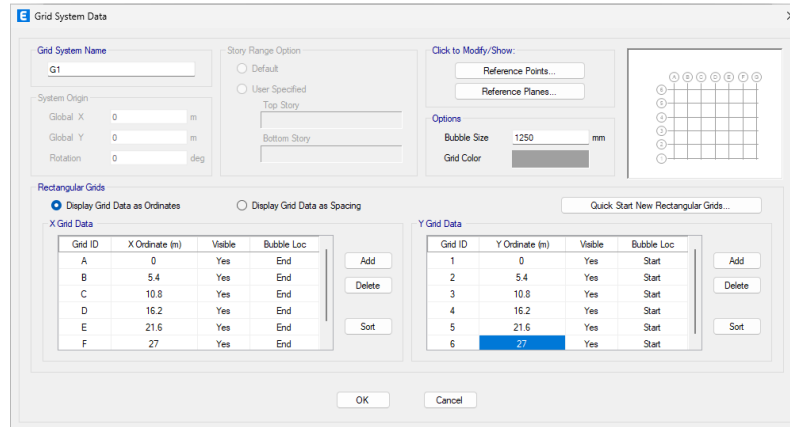
*Ilustración 27 Dimensionamiento del modelo*



*Fuente. ETABS, 2021*

3. Se abrirá una ventana en la que modificamos los espaciamientos correspondientes a las direcciones X y Y, y luego hacemos clic en OK.

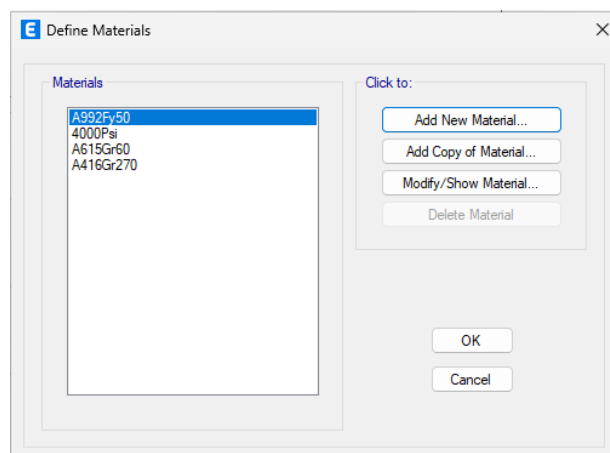
**Ilustración 28** *Espaciamiento Interno del modelo*



**Fuente.** ETABS, 2021

4. Se añade el material para las vigas y los pilares haciendo clic en “Define” en la barra principal. Luego se selecciona “Material Properties”, y al abrirse la ventana correspondiente, se elige la opción “Add New Material”.

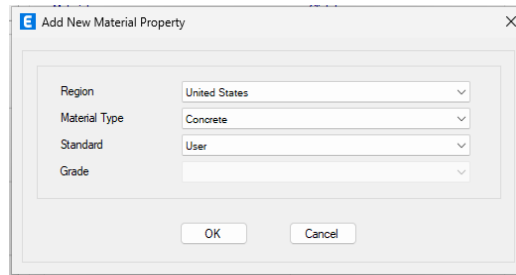
**Ilustración 29** *Creación de materiales*



**Fuente.** ETABS, 2021

5. Se abrirá una ventana en la que cambiaremos “Material Type” a Concrete y “Standard” a User, para luego hacer clic en Aceptar.

### Ilustración 30 Tipología del material



*Fuente. ETABS, 2021*

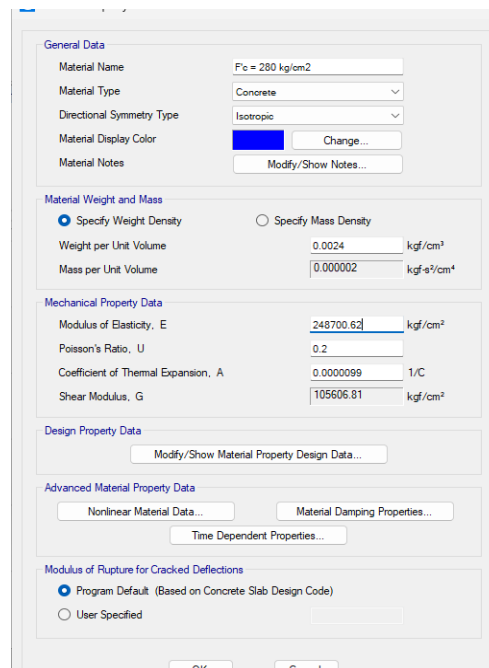
6. Se definen las propiedades del concreto modificando los campos “Material Name”, “Material Display Color”, “Weight per Unit Volume” y “Modulus of Elasticity”, respectivamente, y luego se selecciona la opción OK.

### Ecuación 25

*El módulo de elasticidad se calculó con la*

$$E_c = 4700\sqrt{f'c(Mpa)}$$

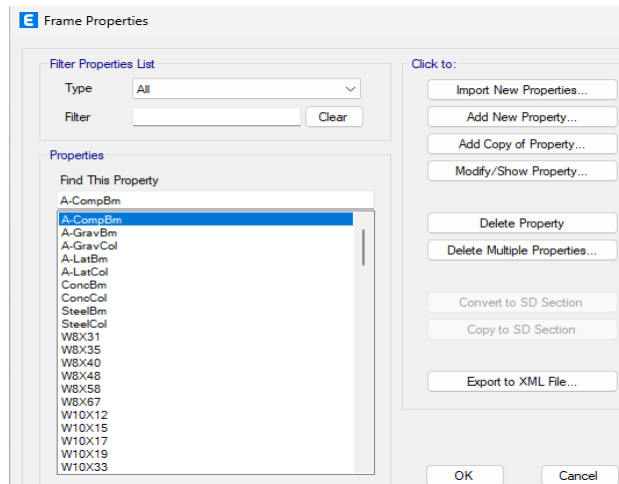
### Ilustración 31 Definición de las propiedades del material



*Fuente. ETABS, 2021*

- Se definen las dimensiones de los pilares seleccionando en la barra superior “Define”, luego “Section Properties”, y a continuación “Frame Sections”. Al abrirse la ventana correspondiente, se hace clic en “Add New Property”.

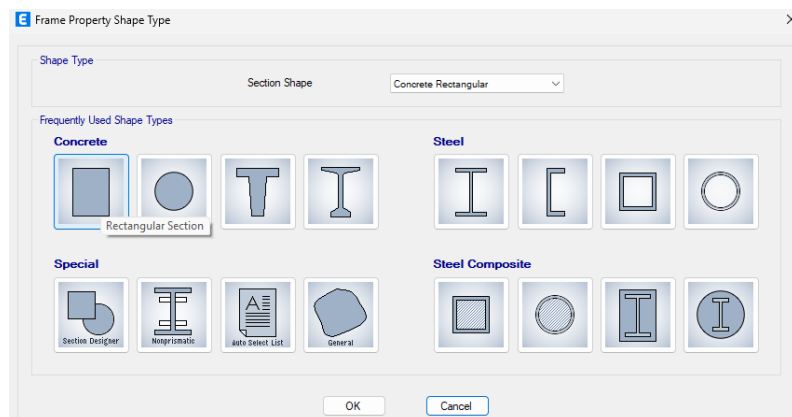
**Ilustración 32** Dimensionamiento de columnas



*Fuente. ETABS, 2021*

- Posteriormente, se mostrará la ventana “Frame Property Shape Type”, en la cual se debe seleccionar la opción “Rectangular Section”.

**Ilustración 33** Formación de la sección transversal

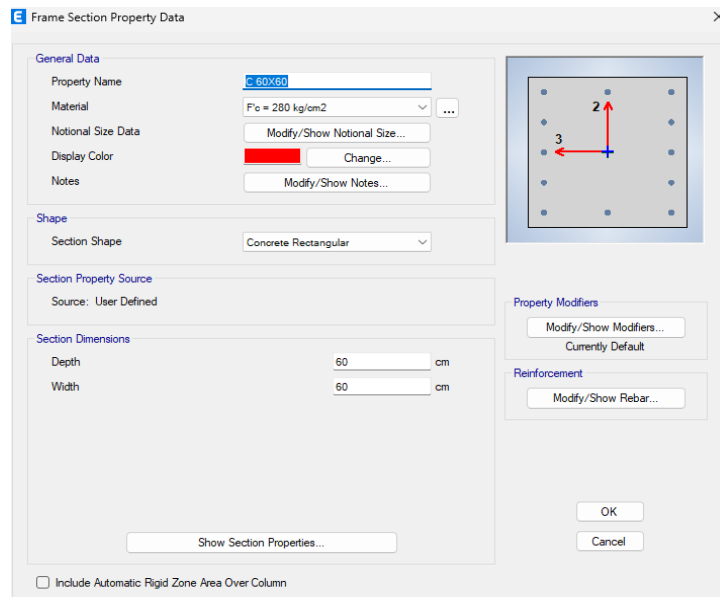


*Fuente. ETABS, 2021*

- Una vez seleccionada la sección, se ingresan las dimensiones de los pilares en la ventana “Frame Section Property Data”, modificando los campos “Property Name”, “Material”

( $f_c=280$  kg/), “Display Color”, “Depth” y “Width”, respectivamente.

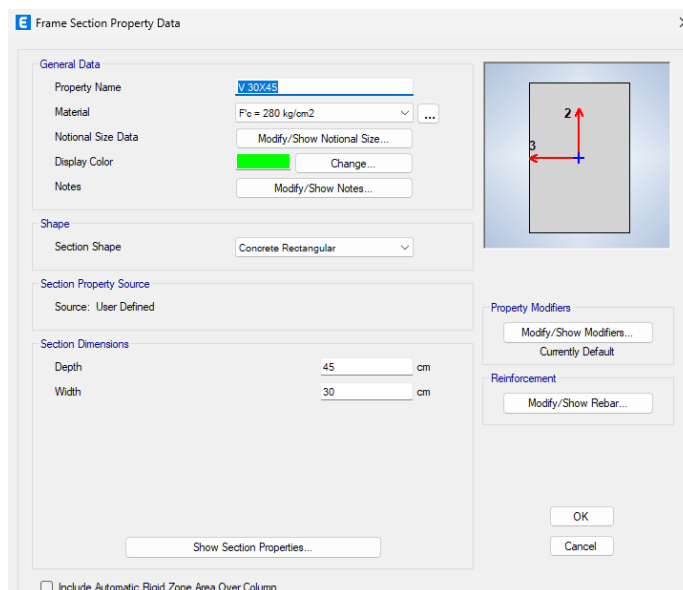
**Ilustración 34** Dimensionamiento de Columnas



*Fuente. ETABS, 2021*

10. Para agregar las vigas, se siguen los mismos pasos realizados para las columnas, ingresando las dimensiones correspondientes y luego seleccionando Aceptar.

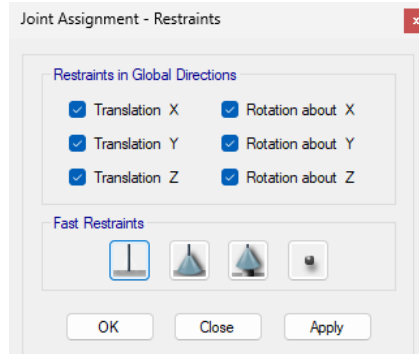
**Ilustración 35** Dimensionamiento de Viga



*Fuente. ETABS, 2021*

11. Para garantizar que la estructura quede correctamente empotrada en la base, se debe acceder a la barra superior y seleccionar la opción “Assign”, luego “Joint” y posteriormente “Restraints”. Al abrirse la ventana correspondiente, se selecciona el primer cuadro para establecer el empotramiento y, finalmente, se confirma la acción haciendo clic en OK.

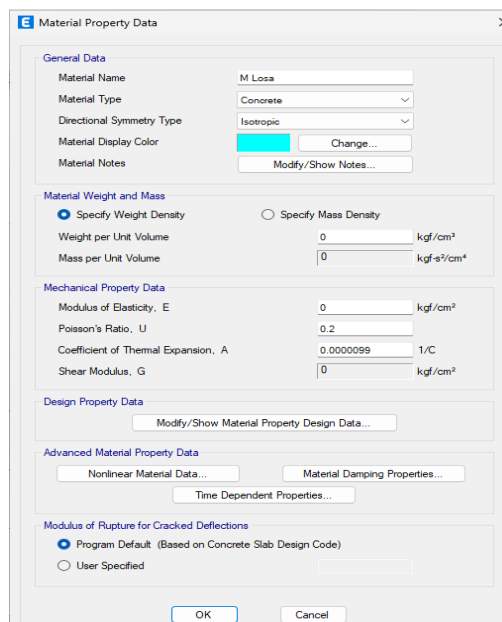
**Ilustración 36** Empotrado de estructuras



*Fuente. ETABS, 2021*

12. Se crea un nuevo material para la losa con peso cero; en la tabla correspondiente se modifican los campos “Material Name”, “Material Display Color” y “Weight per Unit Volume”, respectivamente, y luego se hace clic en Aceptar.

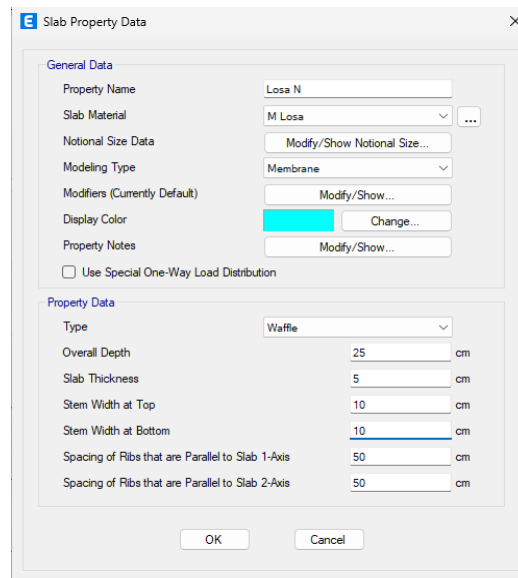
**Ilustración 37** Creación de materiales para la losa



*Fuente. ETABS, 2021*

13. Definir las propiedades de la losa en la tabla correspondiente, modificando los campos “Property Name”, “Slab Material”, “Modeling Type” y “Display Color”. Luego, marcar la casilla “Use Special One-Way Load Distribution”, editar el valor de “Thickness” y finalmente hacer clic en Aceptar.

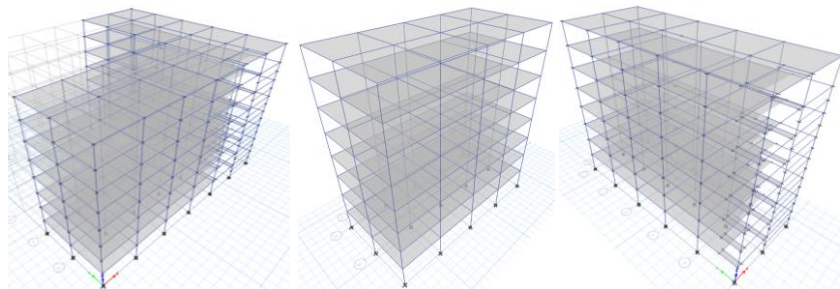
**Ilustración 38** Definición de propiedades de la Losa



**Fuente.** ETABS, 2021

14. Colocar la losa en la estructura la cual queda de la siguiente manera.

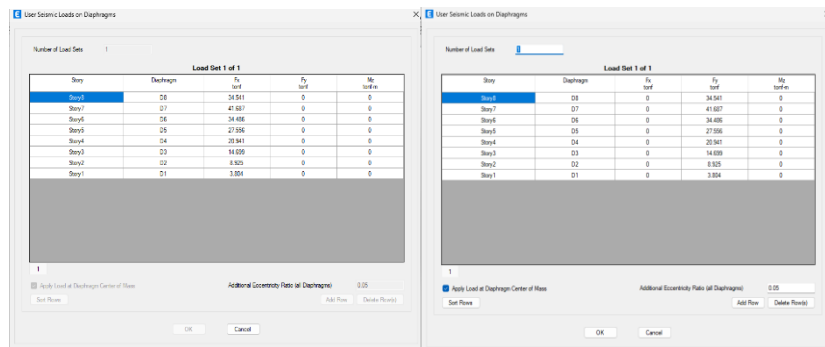
**Ilustración 39** Colocación de las losas



**Fuente.** ETABS, 2021

15. Se procede a incluir las cargas muertas y vivas sobre la losa. Para ello, en la barra superior se selecciona la opción “Assign”, luego “Shell Loads” y posteriormente “Uniform”, lo que permitirá abrir la ventana correspondiente para asignar las cargas.

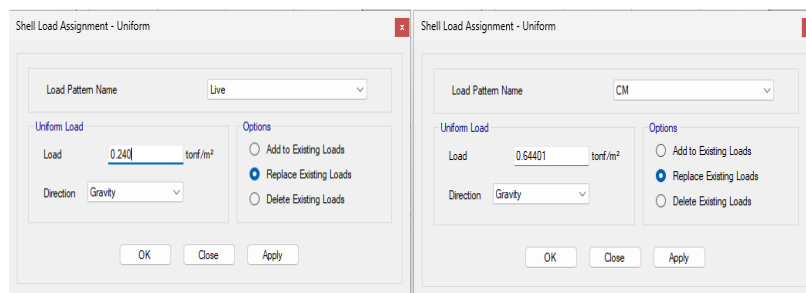
**Ilustración 40** Colocación de las cargas sobre la losa



**Fuente.** ETABS, 2021

16. "En la barra principal, se selecciona la opción 'Define', luego 'Load Pattern' y se agregan las cargas sísmicas  $S_x$  y  $S_y$ ."

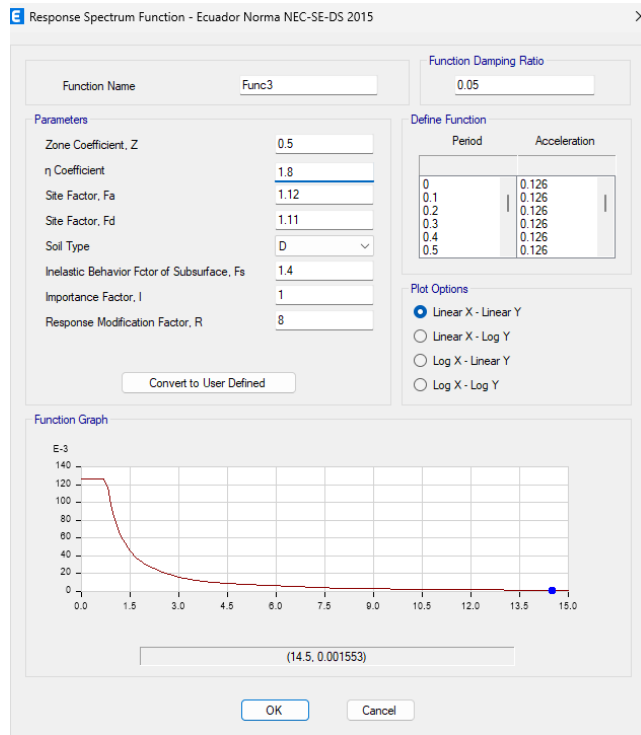
**Ilustración 41** Asignación de las cargas de losa



**Fuente.** ETABS, 2021

17. Para insertar el espectro de diseño, dirígete a la barra principal y selecciona 'Define', luego 'Functions' y 'Response Spectrum'. Después, elige la normativa en “Choose Function Type to Add”, damos clic en “Add New Function2 y asignamos los parámetros del espectro de diseño.

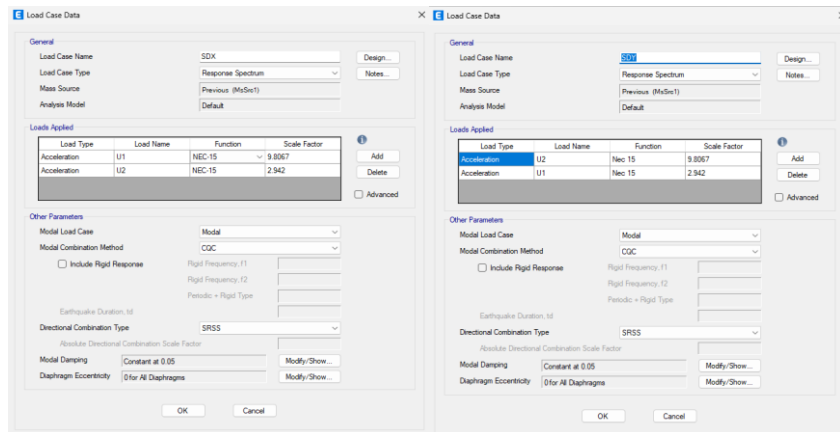
### Ilustración 42 Parámetros para el espectro de diseño



Fuente. ETABS, 2021

18. En la ventana siguiente, se debe cambiar el 'Load Case Type' y agregar un 'Load Type' en la dirección 'U1' y un 'Load Type' en la dirección 'U2' considerando solo el 30% de esta. Luego, en 'Función', se selecciona el espectro 'Nec 15' y se da clip en aceptar.

### Ilustración 43 Parámetros para fuerza sísmica



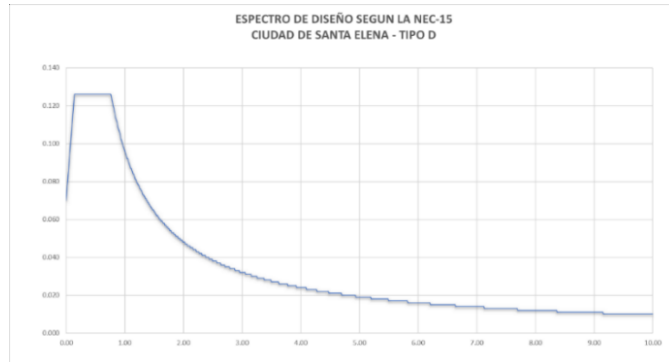
Fuente. ETABS, 2021

## 3.9. PREDISEÑO DE LA EDIFICACIÓN

### 3.9.1. Edificación con Juntas 1era parte.

#### 3.9.1.1. Espectro de Diseño de la Estructura.

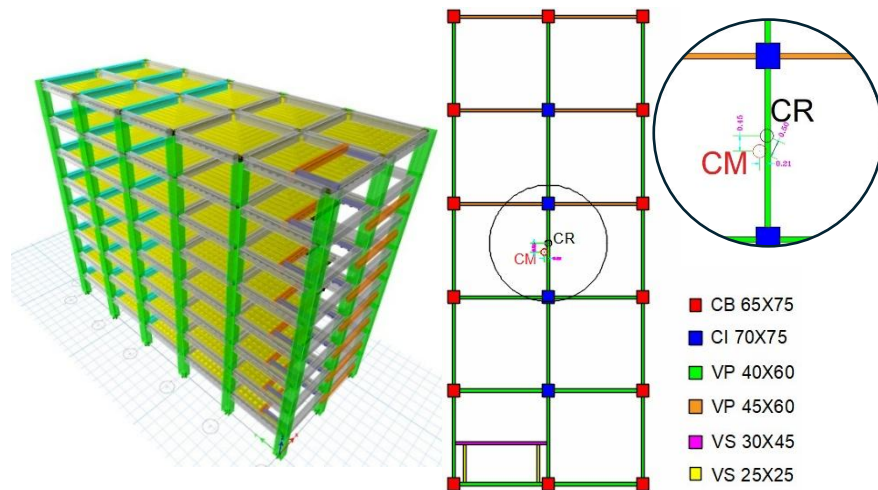
**Ilustración 44** Espectro de Diseño de la Estructura



*Fuente. Elaborado por autor*

#### 3.9.1.2. Modelamiento de la Primer parte de la edificación.

**Ilustración 45** Modelamiento de la Primer parte de la edificación en ETABS y configuración estructural en planta



*Fuente. Elaborado por autor.*

Para el modelado de la estructura se implementaron vigas secundarias de 30cm x 45cm y 25cm x 25cm, para crear el hueco del ascensor, donde se utilizará mampostería no confinada para su cerramiento, y se incluyeron vigas a media altura para simular el

efecto de la escalera en la edificación. Asimismo, se incorporaron vigas de 45 x 60 cm en la zona norte para aumentar la rigidez, debido al desplazamiento entre centro de rigidez y el centro de masa, el cual quedo desplazado 50cm.

### 3.9.1.3. Cortante Basal.

La estructura se conforma por pórticos especiales de hormigón armado diseñados para resistir acciones sísmicas, los cuales cuentan con vigas de gran peralte. En función de este sistema estructural, se establece el coeficiente  $C_t = 0.055$  y el exponente  $\alpha = 0.9$  para la estimación del periodo fundamental. Tomando en cuenta la altura total de la edificación,  $h_n = 24$  m, se determina un periodo de vibración equivalente a:

$$T = 0.055 * 24^{0.9} = 0.96 \text{ seg}$$

De acuerdo con el espectro de diseño para Santa Elena y considerando que el período de vibración calculado es de 0.96 segundos, el análisis arroja una aceleración espectral de:

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.76}{0.96}\right)^1$$

$$S_a = 0.801$$

En el capítulo anterior se explicó el procedimiento usado para calcular el cortante basal y su distribución según la NEC-15 (NEC-SE-DS). A continuación, se presenta la tabla con los datos necesarios para realizar el cálculo.

**Tabla 46** Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura

CORTANTE BASAL – SANTA ELENA Z=0.5							
$\eta$	1.80	Z	0.5	$F_a$	1.12	$S_a$	0.8007
$C_t$	0.055	$\alpha$	0.9	$h_t$	24	T	0.9606
$\varphi_P$	1	$\varphi_E$	1	R	8	k	1.230311
I	1	$C_s$	0.100095239	$V_x$	271.990	W	2717.3081

**Fuente.** Elaborado por autor.

- Factor k: Se calculo con la ecuación proporcionada por la NEC-15
- R: se adoptó un valor de 8, correspondiente a edificaciones conformadas por pórticos especiales a momento de hormigón armado con vigas descolgadas.
- Factor de penalización en planta ( $\Phi P$ ): se consideró igual a 1, dado que la estructura no presenta ninguna condición de irregularidad en la tabla 10.
- Factor de penalización en elevación ( $\Phi E$ ): se consideró igual a 1, dado que la estructura no presenta ninguna condición de irregularidad en elevación según las tabla11 mencionada anteriormente.
- Factor de importancia (I): se tomó igual a 1, ya que la edificación pertenece al grupo de estructuras comunes, sin incluirse en categorías especiales de mayor o menor importancia.

A continuación, se presenta el cálculo del cortante basal:

$$V = \frac{1 * 0.8007}{8 * 1 * 1} * 2717.3081 = 271.990 \text{ Ton}$$

**Tabla 47** *Cálculo del cortante basal*

CORTANTE BASAL SUELO TIPO D -SANTA ELENA Z=0.5							
Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	$V_x$	$0.3 * F_x$
8	24	261.4474	13045.893	0.194	52.841	52.841	15.852
7	21	351.601	14886.461	0.222	60.296	113.136	18.089
6	18	349.4949	12240.997	0.182	49.580	162.717	14.874
5	15	349.495	9781.362	0.146	39.618	202.335	11.885
4	12	349.495	7433.098	0.111	30.107	232.441	9.032
3	9	349.4949	5217.425	0.078	21.132	253.574	6.340
2	6	349.495	3168.176	0.047	12.832	266.406	3.850
1	3	356.7849	1378.523	0.021	5.584	271.990	1.675
		2717.3081	67151.935				271.990

**Fuente.** *Elaborado por autor.*

### 3.9.1.4. Control De Los Modos de Vibración De La Estructura.

**Tabla 48** Modos de vibración

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Seg								
Modal	1	1.072	0.7839	0.0000	0.7839	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	2	0.987	0.0000	0.7826	0.7839	0.7826	0.0002	0.0002
Modal	3	0.914	0.0000	0.0002	0.7839	0.7828	0.7902	0.7904
Modal	4	0.328	0.1082	0.0000	0.8921	0.7828	0.0000	0.7904
Modal	5	0.301	0.0000	0.1078	0.8921	0.8906	0.0000	0.7905
Modal	6	0.284	0.0001	0.0000	0.8922	0.8906	0.1048	0.8953
Modal	7	0.173	0.0460	0.0000	0.9382	0.8906	0.0001	0.8954
Modal	8	0.157	0.0000	0.0468	0.9382	0.9374	0.0000	0.8955
Modal	9	0.152	0.0001	0.0000	0.9383	0.9375	0.0446	0.9400
Modal	10	0.108	0.0267	0.0000	0.9650	0.9375	0.0001	0.9401
Modal	11	0.097	0.0000	0.0271	0.9650	0.9645	0.0001	0.9402
Modal	12	0.096	0.0001	0.0001	0.9650	0.9647	0.0257	0.9659
Modal	13	0.074	0.0169	0.0000	0.9819	0.9647	0.0001	0.9660
Modal	14	0.067	0.0000	0.0164	0.9820	0.9811	0.0007	0.9667
Modal	15	0.066	0.0000	0.0008	0.9820	0.9819	0.0157	0.9824
Modal	16	0.055	0.0106	0.0000	0.9926	0.9819	0.0000	0.9824
Modal	17	0.05	0.0000	0.0016	0.9926	0.9834	0.0088	0.9912
Modal	18	0.049	0.0000	0.0092	0.9926	0.9926	0.0015	0.9927
Modal	19	0.044	0.0056	0.0000	0.9983	0.9926	0.0000	0.9927
Modal	20	0.04	0.0000	0.0001	0.9983	0.9927	0.0055	0.9982
Modal	21	0.04	0.0000	0.0056	0.9983	0.9983	0.0001	0.9983
Modal	22	0.039	0.0017	0.0000	1.0000	0.9983	0.0000	0.9983
Modal	23	0.035	0.0000	0.0000	1.0000	0.9983	0.0017	1.0000
Modal	24	0.035	0.0000	0.0017	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000

**Fuente.** Elaborado por autor

El análisis modal muestra que los dos primeros modos son predominantemente traslacionales: el modo 1 en X con un 78.39% y el modo 2 en Y con un 78.26% de la masa participativa. Se confirma que SumUX y SumUY alcanzan el 100% de la masa del edificio, lo que indica que el programa considera toda la masa del mismo. Además, al revisar los primeros dos modos de vibración, las rotaciones son mínimas: en el primer modo, la columna RZ presenta un 0.0% y en el segundo, solo 0.02%, por lo que la rotación es imperceptible, en conjunto, la suma de estas rotaciones (SumRZ) no supera el 10%, lo que evidencia que los primeros modos son traslacionales. Además, el periodo de vibración del primer modo está en el rango entre T y 1.3T.

### 3.9.1.5. Control de cortante basal dinámico.

Para verificar el cortante dinámico, se elaboró una tabla que compara los valores obtenidos del análisis espectral estático con los del análisis espectral dinámico.

**Tabla 49.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X.

Espectro Elástico		Espectro Dinámico		
VE acumulado	VE	0.80%VE	VD acumulado	VD
52.841	52.841	42.2725	30.2872	30.2872
113.136	60.296	48.2364	64.6891	34.4019
162.717	49.580	39.6644	92.8932	28.2041
202.335	39.618	31.6944	116.1882	23.295
232.441	30.107	24.0854	135.5043	19.3161
253.574	21.132	16.9060	150.9902	15.4859
266.406	12.832	10.2658	161.88	10.8898
271.990	5.584	4.4668	167.0301	5.1501
	271.990	217.5917		167.0301

*Fuente.* Elaborado por autor

**Tabla 50.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y

Espectro Elástico		Espectro Dinámico		
VE acumulado	VE	0.80%VE	VD acumulado	VD
52.841	52.841	42.2725	32.4512	32.4512
113.136	60.296	48.2364	70.5222	38.071
162.717	49.580	39.6644	102.4733	31.9511
202.335	39.618	31.6944	129.1736	26.7003
232.441	30.107	24.0854	151.1493	21.9757
253.574	21.132	16.9060	168.3057	17.1564
266.406	12.832	10.2658	179.9057	11.6
271.990	5.584	4.4668	185.1398	5.2341
	271.990	217.5917		185.1398

*Fuente.* Elaborado por autor

El edificio es diseñado en dos partes, por lo que serán partes regulares, por lo que el cortante dinámico no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático, por lo tanto, se procede a verificar, realizando la división de la suma de los cortantes obtenidos del análisis dinámico entre la suma equivalente al 80% del cortante determinado en el análisis estático.

Sentido X

$$\frac{\sum VD}{\sum 80\%VE} = \frac{167.0301 \text{ Ton}}{217.990 \text{ Ton}} = 0.7676$$

Sentido Y

$$\frac{\sum VD}{\sum 80\%VE} = \frac{185.1398 \text{ Ton}}{217.990 \text{ Ton}} = 0.8509$$

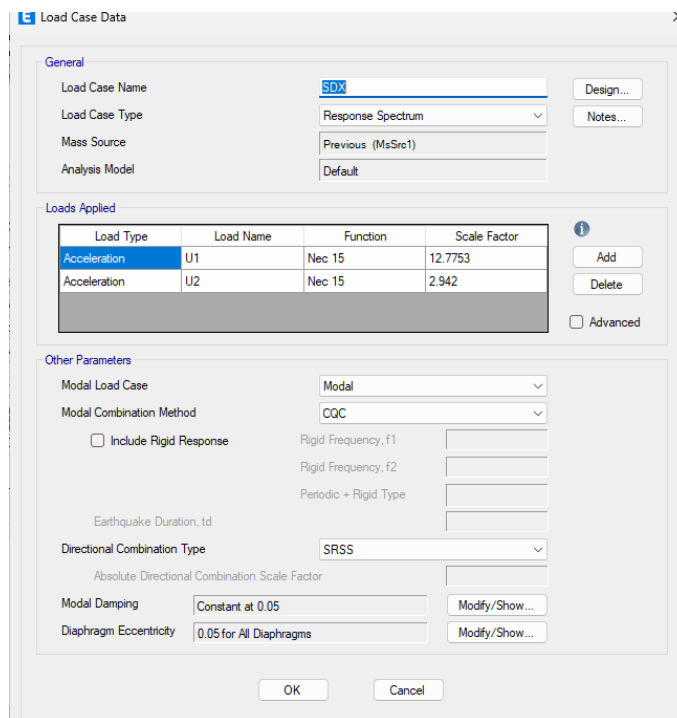
Con los resultados obtenidos, se observa que el cortante dinámico no cumple en el sentido X con más del 80% del cortante estático, por lo tanto, se procede a realizar la corrección del cortante dinámico.

Sentido X

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{271.990 \text{ Ton}}{167.0301 \text{ Ton}} = 1.3027$$

$$\text{Factor de etabs} = 1.3097 * 9.8067 = 12.7752$$

**Ilustración 46** Corrección del Cortante dinámico en Etabs.



**Fuente.** Etabs.

### 3.9.1.6. Control de derivas de Piso.

La NEC-15 establece que la deriva inelástica máxima admisible no debe superar el 1% para estructuras con mampostería y debe ser igual o inferior al 2% para elementos estructurales. A continuación, se muestra una tabla en la que se verifica el cumplimiento de esta condición, calculando la deriva inelástica mediante la Ec.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

**Tabla 51** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección x

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica a Nec 15	Deriva < 0.02
	m				m	m			
8	3	0.0395	0.0036	0.040	0.003	0.000872	0.0012	0.00698	CUMPLE
8	3	0.0576	0.0036	0.058	0.003	0.001163			
7	3	0.0369	0.0034	0.037	0.004	0.001266	0.0018	0.01070	CUMPLE
7	3	0.0541	0.0034	0.054	0.005	0.001783			
6	3	0.0331	0.0031	0.033	0.005	0.001657	0.0024	0.01435	CUMPLE
6	3	0.0488	0.0031	0.049	0.007	0.002391			
5	3	0.0282	0.0027	0.028	0.006	0.001978	0.0029	0.01731	CUMPLE
5	3	0.0416	0.0027	0.042	0.009	0.002885			
4	3	0.0223	0.0021	0.022	0.007	0.002194	0.0032	0.01932	CUMPLE
4	3	0.0330	0.0021	0.033	0.010	0.003220			
3	3	0.0157	0.0015	0.016	0.007	0.002250	0.0033	0.01991	CUMPLE
3	3	0.0233	0.0015	0.023	0.010	0.003318			
2	3	0.0090	0.0009	0.009	0.006	0.001999	0.0030	0.01778	CUMPLE
2	3	0.0134	0.0009	0.013	0.009	0.002963			
1	3	0.0030	0.0003	0.003	0.003	0.001013	0.0015	0.00909	CUMPLE
1	3	0.0045	0.0003	0.005	0.005	0.001515			

Fuente. Elaborado por autor.

**Tabla 52** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección y

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica a Nec 15	Deriva < 0.02
	m				m	m			
8	3	0.0019	0.0404	0.040	0.002	0.000829	0.0008	0.00497	CUMPLE
8	3	-0.0020	0.0404	0.040	0.002	0.000829			
7	3	0.0018	0.0379	0.038	0.004	0.001256	0.0013	0.00754	CUMPLE
7	3	-0.0018	0.0379	0.038	0.004	0.001256			
6	3	0.0016	0.0341	0.034	0.005	0.001681	0.0017	0.01009	CUMPLE
6	3	-0.0016	0.0341	0.034	0.005	0.001681			
5	3	0.0014	0.0291	0.029	0.006	0.002030	0.0020	0.01218	CUMPLE
5	3	-0.0014	0.0291	0.029	0.006	0.002030			
4	3	0.0011	0.0230	0.023	0.007	0.002263	0.0023	0.01358	CUMPLE
4	3	-0.0011	0.0230	0.023	0.007	0.002264			
3	3	0.0008	0.0162	0.016	0.007	0.002322	0.0023	0.01393	CUMPLE
3	3	-0.0008	0.0162	0.016	0.007	0.002322			
2	3	0.0004	0.0092	0.009	0.006	0.002053	0.0021	0.01232	CUMPLE
2	3	-0.0004	0.0092	0.009	0.006	0.002053			
1	3	0.0002	0.0031	0.003	0.003	0.001033	0.0010	0.00620	CUMPLE
1	3	-0.0002	0.0031	0.003	0.003	0.001033			

Fuente. Elaborado por autor

**Tabla 53** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección x

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica a Nec 15	Deriva < 0.02
	m				m	m			
8	3	0.0437	0.0105	0.045	0.002	0.000830	0.0008	0.00498	CUMPLE
8	3	0.0432	0.0105	0.044	0.002	0.000800			
7	3	0.0413	0.0100	0.042	0.004	0.001268	0.0013	0.00761	CUMPLE
7	3	0.0408	0.0100	0.042	0.004	0.001254			
6	3	0.0376	0.0091	0.039	0.005	0.001756	0.0018	0.01053	CUMPLE
6	3	0.0372	0.0091	0.038	0.005	0.001745			
5	3	0.0324	0.0078	0.033	0.007	0.002197	0.0022	0.01318	CUMPLE
5	3	0.0321	0.0078	0.033	0.007	0.002182			
4	3	0.0260	0.0063	0.027	0.008	0.002533	0.0025	0.01520	CUMPLE
4	3	0.0257	0.0063	0.026	0.008	0.002512			
3	3	0.0187	0.0045	0.019	0.008	0.002684	0.0027	0.01611	CUMPLE
3	3	0.0184	0.0045	0.019	0.008	0.002656			
2	3	0.0108	0.0026	0.011	0.007	0.002447	0.0024	0.01468	CUMPLE
2	3	0.0107	0.0026	0.011	0.007	0.002413			
1	3	0.0037	0.0009	0.004	0.004	0.001266	0.0013	0.00759	CUMPLE
1	3	0.0036	0.0009	0.004	0.004	0.001244			

Fuente. Elaborado por autor.

**Tabla 54** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección y

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica a Nec 15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	0.0107	0.0283	0.030	0.002	0.000540	0.0005	0.00324	CUMPLE
8	3	0.0106	0.0283	0.030	0.002	0.000538			
7	3	0.0101	0.0268	0.029	0.003	0.000847	0.0008	0.00508	CUMPLE
7	3	0.0100	0.0268	0.029	0.003	0.000846			
6	3	0.0092	0.0244	0.026	0.004	0.001187	0.0012	0.00712	CUMPLE
6	3	0.0091	0.0244	0.026	0.004	0.001186			
5	3	0.0079	0.0211	0.023	0.004	0.001494	0.0015	0.00896	CUMPLE
5	3	0.0079	0.0211	0.023	0.004	0.001493			
4	3	0.0064	0.0169	0.018	0.005	0.001725	0.0017	0.01035	CUMPLE
4	3	0.0063	0.0169	0.018	0.005	0.001723			
3	3	0.0046	0.0120	0.013	0.005	0.001819	0.0018	0.01091	CUMPLE
3	3	0.0045	0.0120	0.013	0.005	0.001817			
2	3	0.0027	0.0069	0.007	0.005	0.001640	0.0016	0.00984	CUMPLE
2	3	0.0026	0.0069	0.007	0.005	0.001638			
1	3	0.0009	0.0023	0.003	0.003	0.000836	0.0008	0.00502	CUMPLE
1	3	0.0009	0.0023	0.003	0.003	0.000835			

*Fuente. Elaborado por autor.*

### 3.9.1.7. Control de Irregularidad Torsional.

Para verificar la irregularidad torsional en planta, se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación establecida por el código normativo:

**Ecuación 26**

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

**Tabla 55** Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000872				
8	0.001163	0.0012	0.00102	1.1429	CUMPLE
7	0.001266				
7	0.001783	0.0018	0.00152	1.1698	CUMPLE
6	0.001657				
6	0.002391	0.0024	0.00202	1.1813	CUMPLE
5	0.001978				
5	0.002885	0.0029	0.00243	1.1864	CUMPLE
4	0.002194				
4	0.003220	0.0032	0.00271	1.1894	CUMPLE
3	0.002250				
3	0.003318	0.0033	0.00278	1.1918	CUMPLE
2	0.001999				
2	0.002963	0.0030	0.00248	1.1943	CUMPLE
1	0.001013				
1	0.001515	0.0015	0.00126	1.1984	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 56 Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000829				
8	0.000829	0.0008	0.00497	1.0000	CUMPLE
7	0.001256				
7	0.001256	0.0013	0.00754	1.0000	CUMPLE
6	0.001681				
6	0.001681	0.0017	0.01009	1.0000	CUMPLE
5	0.002030				
5	0.002030	0.0020	0.01218	1.0000	CUMPLE
4	0.002263				
4	0.002264	0.0023	0.01358	1.0000	CUMPLE
3	0.002322				
3	0.002322	0.0023	0.01393	1.0000	CUMPLE
2	0.002053				
2	0.002053	0.0021	0.01232	1.0000	CUMPLE
1	0.001033				
1	0.001033	0.0010	0.00620	1.0000	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 57 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000830				
8	0.000800	0.0008	0.00081	1.018	CUMPLE
7	0.001268				
7	0.001254	0.0013	0.00126	1.006	CUMPLE
6	0.001756				
6	0.001745	0.0018	0.00175	1.003	CUMPLE
5	0.002197				
5	0.002182	0.0022	0.00219	1.003	CUMPLE
4	0.002533				
4	0.002512	0.0025	0.00252	1.004	CUMPLE
3	0.002684				
3	0.002656	0.0027	0.00267	1.005	CUMPLE
2	0.002447				
2	0.002413	0.0024	0.00243	1.007	CUMPLE
1	0.001266				
1	0.001244	0.0013	0.00126	1.009	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 58 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000540				
8	0.000538	0.0005	0.00054	1.002	CUMPLE
7	0.000847				
7	0.000846	0.0008	0.00085	1.001	CUMPLE
6	0.001187				
6	0.001186	0.0012	0.00119	1.000	CUMPLE
5	0.001494				
5	0.001493	0.0015	0.00149	1.000	CUMPLE
4	0.001725				
4	0.001723	0.0017	0.00172	1.000	CUMPLE
3	0.001819				
3	0.001817	0.0018	0.00182	1.001	CUMPLE
2	0.001640				
2	0.001638	0.0016	0.00164	1.001	CUMPLE
1	0.000836				
1	0.000835	0.0008	0.00084	1.001	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

Las tablas demuestran que no existe torsión excesiva por lo que la edificación no debe ser penalizada por Ax

### 3.9.1.8. Control de índice de estabilidad $Q_i$ .

El índice de estabilidad  $Q_i$  no debe superar el 30%; si este valor es excedido, la edificación se considera potencialmente inestable, por lo que sería necesario aumentar su rigidez. El cálculo de  $Q_i$  se realiza mediante la siguiente ecuación

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

**Tabla 59** Índice de estabilidad con sismo en dirección en x

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0378	0.0082	0.039	0.002	0.001	276.76	39.46	0.45%	Cumple
7	3	0.0359	0.0079	0.037	0.003	0.001	684.94	84.27	0.89%	Cumple
6	3	0.0327	0.0072	0.033	0.005	0.002	1091.02	121.01	1.37%	Cumple
5	3	0.0282	0.0062	0.029	0.006	0.002	1497.10	151.36	1.88%	Cumple
4	3	0.0226	0.0050	0.023	0.007	0.002	1903.18	176.52	2.37%	Cumple
3	3	0.0162	0.0035	0.017	0.007	0.002	2309.26	196.70	2.73%	Cumple
2	3	0.0094	0.0020	0.010	0.006	0.002	2715.33	210.88	2.72%	Cumple
1	3	0.0032	0.0007	0.003	0.003	0.001	3150.57	217.59	1.57%	Cumple

**Fuente.** Elaborado por autor

**Tabla 60** Índice de estabilidad con sismo en dirección en y

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0087	0.0275	0.029	0.001	0.000	276.76	32.45	0.42%	Cumple
7	3	0.0083	0.0260	0.027	0.002	0.001	684.94	70.52	0.78%	Cumple
6	3	0.0075	0.0237	0.025	0.003	0.001	1091.02	102.47	1.21%	Cumple
5	3	0.0065	0.0205	0.021	0.004	0.001	1497.10	129.17	1.65%	Cumple
4	3	0.0052	0.0164	0.017	0.005	0.002	1903.18	151.15	2.07%	Cumple
3	3	0.0037	0.0117	0.012	0.005	0.002	2309.26	168.31	2.38%	Cumple
2	3	0.0022	0.0067	0.007	0.005	0.002	2715.33	179.91	2.36%	Cumple
1	3	0.0007	0.0023	0.002	0.002	0.001	3150.57	185.14	1.35%	Cumple

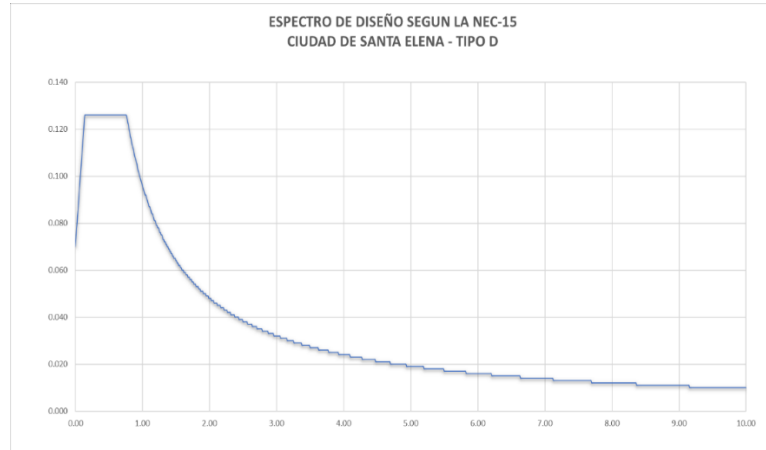
**Fuente.** Elaborado por autor.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que no es necesario aplicar el factor de mayoración  $fp - \Delta$ , debido a que los resultados obtenidos presentan variaciones inferiores al 10 %, tal como ocurre en este caso.

### 3.9.2. Edificación con Juntas 2da parte.

#### 3.9.2.1. Espectro de Diseño de la Estructura.

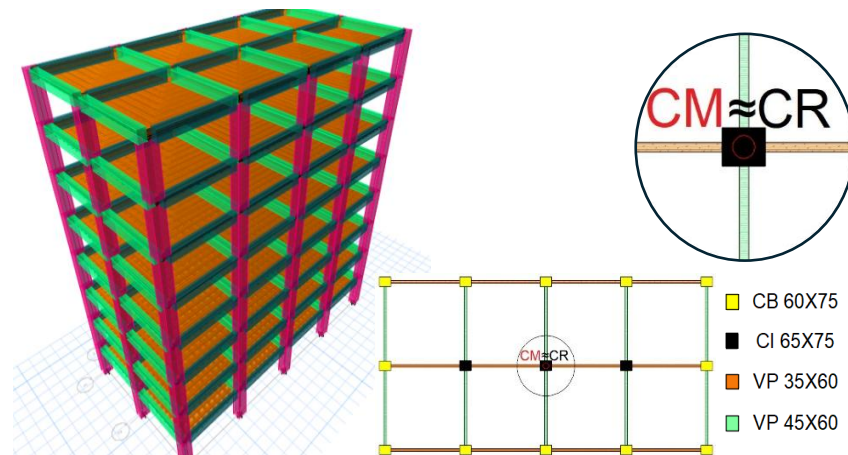
Ilustración 47 Espectro de Diseño de la Estructura



*Fuente. Elaborado por autor*

#### 3.9.2.2. Modelamiento de la estructura.

Ilustración 48 Modelamiento de la Segunda parte de la edificación en ETABS y configuración estructural en planta



*Fuente. Elaborado por autor*

Esta parte de la edificación cuenta con una configuración simétrica, por lo cual no existe desplazamiento entre centro de rigidez ni del centro de masa.

### 3.9.2.3. Cortante Basal.

La estructura se conforma por pórticos especiales de hormigón armado diseñados para resistir acciones sísmicas, los cuales cuentan con vigas de gran peralte. En función de este sistema estructural, se establece el coeficiente  $C_t = 0.055$  y el exponente  $\alpha = 0.9$  para la estimación del periodo fundamental. Tomando en cuenta la altura total de la edificación,  $h_n = 24$  m, se determina un periodo de vibración equivalente a:

$$T = 0.055 * 24^{0.9} = 0.96 \text{ seg}$$

De acuerdo con el espectro de diseño para Santa Elena y considerando que el periodo de vibración calculado es de 0.96 segundos, el análisis arroja una aceleración espectral de:

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.76}{0.96}\right)^1$$

$$S_a = 0.801$$

En el capítulo anterior se explicó el procedimiento usado para calcular el cortante basal y su distribución según la NEC-15 (NEC-SE-DS). A continuación, se presenta la tabla con los datos necesarios para realizar el cálculo.

**Tabla 61** Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura

CORTANTE BASAL – SANTA ELENA Z=0.5							
$\eta$	1.80	Z	0.5	$F_a$	1.12	$S_a$	0.8007
$C_t$	0.055	$\alpha$	0.9	$h_t$	24	T	0.9606
$\varphi_P$	1	$\varphi_E$	1	R	8	k	1.230311
I	1	$C_s$	0.100095239	$V_x$	211.579	W	2113.7739

**Fuente.** Elaborado por autor

- Factor k: Se calculo con la ecuación proporcionada por la NEC-15

- R: se adoptó un valor de 8, correspondiente a edificaciones conformadas por pórticos especiales a momento de hormigón armado con vigas descolgadas.
- Factor de penalización en planta ( $\Phi_p$ ): se consideró igual a 1, dado que la estructura no presenta ninguna condición de irregularidad en la tabla o imagen.
- Factor de penalización en elevación ( $\Phi_E$ ): se consideró igual a 1, dado que la estructura no presenta ninguna condición de irregularidad en elevación según las tablas mencionadas anteriormente.
- Factor de importancia (I): se tomó igual a 1.0, ya que la edificación pertenece al grupo de estructuras comunes, sin incluirse en categorías especiales de mayor o menor importancia.

A continuación, se presenta el cálculo del cortante basal:

$$V = \frac{1 * 0.8007}{8 * 1 * 1} * 2113.7739 = 211.579 \text{ Ton}$$

**Tabla 62** Cálculo del cortante basal

CORTANTE BASAL SUELO TIPO D -SANTA ELENA Z=0.5							
Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	$V_x$	$0.3 * F_x$
8	24	204.3738	10197.993	0.195	41.228	41.228	12.369
7	21	272.7714	11548.888	0.221	46.690	87.918	14.007
6	18	272.7715	9553.774	0.183	38.624	126.542	11.587
5	15	272.7714	7634.089	0.146	30.863	157.405	9.259
4	12	272.7715	5801.334	0.111	23.454	180.859	7.036
3	9	272.7714	4072.060	0.078	16.463	197.321	4.939
2	6	272.7715	2472.676	0.047	9.997	207.318	2.999
1	3	272.7714	1053.917	0.020	4.261	211.579	1.278
		2113.7739	52334.732			211.579	

**Fuente.** Elaborado por autor

### 3.9.2.4. Control De Los Modos de Vibración De La Estructura.

**Tabla 63** Modos de vibración

Case	Mode	Period Seg	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	1.066	0.0000	0.7920	0.0000	0.7920	0.0000	0.0000
Modal	2	1.034	0.7815	0.0000	0.7815	0.7920	0.0000	0.0000
Modal	3	0.903	0.0000	0.0000	0.7815	0.7920	0.7954	0.7954
Modal	4	0.33	0.0000	0.1060	0.7815	0.8980	0.0000	0.7954
Modal	5	0.313	0.1087	0.0000	0.8902	0.8980	0.0000	0.7954
Modal	6	0.282	0.0000	0.0000	0.8902	0.8980	0.1034	0.8988
Modal	7	0.177	0.0000	0.0438	0.8902	0.9418	0.0000	0.8988
Modal	8	0.162	0.0470	0.0000	0.9372	0.9418	0.0000	0.8988
Modal	9	0.152	0.0000	0.0000	0.9372	0.9418	0.0434	0.9422
Modal	10	0.112	0.0000	0.0251	0.9372	0.9669	0.0000	0.9422
Modal	11	0.1	0.0271	0.0000	0.9643	0.9669	0.0000	0.9422
Modal	12	0.097	0.0000	0.0000	0.9643	0.9669	0.0248	0.9670
Modal	13	0.078	0.0000	0.0159	0.9643	0.9827	0.0000	0.9670
Modal	14	0.068	0.0171	0.0000	0.9814	0.9827	0.0000	0.9670
Modal	15	0.068	0.0000	0.0000	0.9814	0.9827	0.0158	0.9828
Modal	16	0.059	0.0000	0.0101	0.9814	0.9928	0.0000	0.9828
Modal	17	0.051	0.0000	0.0000	0.9814	0.9928	0.0100	0.9928
Modal	18	0.05	0.0108	0.0000	0.9922	0.9928	0.0000	0.9928
Modal	19	0.048	0.0000	0.0055	0.9922	0.9983	0.0000	0.9928
Modal	20	0.042	0.0000	0.0017	0.9922	1.0000	0.0000	0.9928
Modal	21	0.041	0.0000	0.0000	0.9922	1.0000	0.0055	0.9983
Modal	22	0.04	0.0059	0.0000	0.9982	1.0000	0.0000	0.9983
Modal	23	0.036	0.0000	0.0000	0.9982	1.0000	0.0017	1.0000
Modal	24	0.035	0.0018	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000

*Fuente. Elaborado por autor*

El análisis modal muestra que los dos primeros modos son predominantemente traslacionales: el modo 1 en Y con un 79.20% y el modo 2 en X con un 78.15% de la masa participativa. Se confirma que SumUX y SumUY alcanzan el 100% de la masa del edificio, lo que indica que el programa considera toda la masa del mismo. Además, al revisar los primeros dos modos de vibración de la columna RZ, se observa que no existe rotación, lo que evidencia que los primeros modos son traslacionales. Además, el periodo de vibración del primer modo está en el rango entre T y 1.3T.

### 3.9.2.5. Control de cortante basal dinámico.

Para verificar el cortante dinámico, se elaboró una tabla que compara los valores obtenidos del análisis espectral estático con los del análisis espectral dinámico.

**Tabla 64.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.80%VE	VD acumulado	VD
41.228	41.228	32.9827	24.5285	24.5285
87.918	46.690	37.3518	52.6561	28.1276
126.542	38.624	30.8992	75.7712	23.1151
157.405	30.863	24.6905	94.9562	19.185
180.859	23.454	18.7629	110.7901	15.8339
197.321	16.463	13.1700	123.2924	12.5023
207.318	9.997	7.9972	131.889	8.5966
211.579	4.261	3.4086	135.7575	3.8685
	211.579	169.2630		135.7575

*Fuente.* Elaborado por autor

**Tabla 65.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.80%VE	VD acumulado	VD
41.228	41.228	32.9827	23.4265	23.4265
87.918	46.690	37.3518	50.739	27.3125
126.542	38.624	30.8992	73.1327	22.3937
157.405	30.863	24.6905	91.6722	18.5395
180.859	23.454	18.7629	107.0586	15.3864
197.321	16.463	13.1700	119.4111	12.3525
207.318	9.997	7.9972	128.1269	8.7158
211.579	4.261	3.4086	132.1705	4.0436
	211.579	169.2630		132.1705

*Fuente.* Elaborado por autor

El edificio es diseñado en dos partes, por lo que serán partes regulares, por lo que el cortante dinámico debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático, por lo tanto, se procede a verificar, realizando la división de la suma de los cortantes obtenidos del análisis dinámico entre la suma equivalente al 80% del cortante determinado en el análisis estático.

Sentido X

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{135.7575 \text{ Ton}}{169.2630 \text{ Ton}} = 0.8020$$

Sentido Y

$$\frac{\sum VD}{\sum VE} = \frac{132.1708 \text{ Ton}}{169.2630 \text{ Ton}} = 0.7808$$

Con los resultados obtenidos, se observa que no se cumple en sentido en la dirección Y, por lo que se debe hacer la respectiva corrección.

En sentido Y

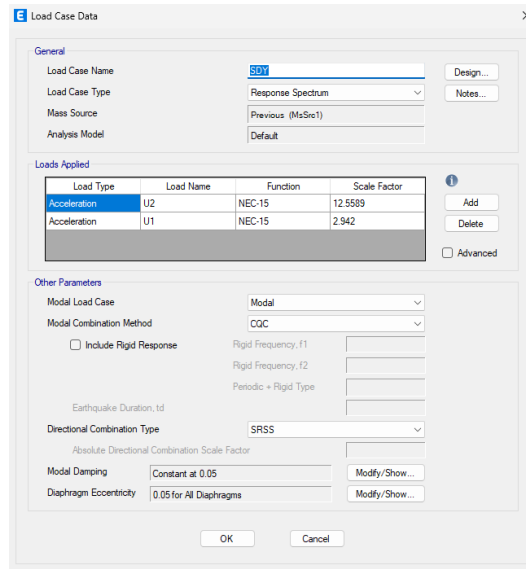
$$\text{Factor de corrección} = \frac{80\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{169.2630 \text{ Ton}}{132.1708 \text{ Ton}} = 1.2806$$

$$\text{Factor de etabs} = 1.2806 * 9.8067 = 12.5584$$

El factor de corrección se aplica multiplicándolo por el coeficiente espectral. Luego de incorporarlo, se debe realizar un nuevo cálculo para verificar que se cumpla la condición establecida por la NEC-15.

**Ilustración 49** Corrección del Cortante dinámico en Etabs.



**Fuente.** Etabs.

### 3.9.2.6. Control de derivas de Piso.

La NEC-15 establece que la deriva inelástica máxima admisible no debe superar el 1% para estructuras con mampostería y debe ser igual o inferior al 2% para elementos estructurales. A continuación, se muestra una tabla en la que se verifica el cumplimiento de esta condición, calculando la deriva inelástica mediante la Ec.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

**Tabla 66** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en x

Piso	Altura De piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	0.0492	0.0032	0.049	0.003	0.001008	0.0010	0.00605	CUMPLE
8	3	0.0492	-0.0016	0.049	0.003	0.001007			
7	3	0.0462	0.0031	0.046	0.005	0.001512	0.0015	0.00907	CUMPLE
7	3	0.0462	-0.0015	0.046	0.005	0.001510			
6	3	0.0417	0.0028	0.042	0.006	0.002041	0.0020	0.01225	CUMPLE
6	3	0.0417	-0.0014	0.042	0.006	0.002038			
5	3	0.0356	0.0024	0.036	0.007	0.002487	0.0025	0.01492	CUMPLE
5	3	0.0356	-0.0012	0.036	0.007	0.002483			
4	3	0.0281	0.0019	0.028	0.008	0.002787	0.0028	0.01672	CUMPLE
4	3	0.0281	-0.0010	0.028	0.008	0.002782			
3	3	0.0198	0.0014	0.020	0.009	0.002858	0.0029	0.01715	CUMPLE
3	3	0.0198	-0.0007	0.020	0.009	0.002853			
2	3	0.0112	0.0008	0.011	0.008	0.002510	0.0025	0.01506	CUMPLE
2	3	0.0112	-0.0004	0.011	0.008	0.002506			
1	3	0.0037	0.0003	0.004	0.004	0.001249	0.0012	0.00749	CUMPLE
1	3	0.0037	-0.0001	0.004	0.004	0.001246			

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 67** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en y

Piso	Altura De piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica Nec15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	-0.0032	0.0434	0.043	0.002	0.000822	0.0010	0.00596	CUMPLE
8	3	-0.0032	0.0531	0.053	0.003	0.000994			
7	3	-0.0031	0.0409	0.041	0.004	0.001288	0.0016	0.00940	CUMPLE
7	3	-0.0031	0.0501	0.050	0.005	0.001567			
6	3	-0.0028	0.0370	0.037	0.005	0.001759	0.0021	0.01288	CUMPLE
6	3	-0.0028	0.0454	0.046	0.006	0.002146			
5	3	-0.0024	0.0318	0.032	0.006	0.002150	0.0026	0.01577	CUMPLE
5	3	-0.0024	0.0390	0.039	0.008	0.002629			
4	3	-0.0019	0.0253	0.025	0.007	0.002425	0.0030	0.01781	CUMPLE
4	3	-0.0019	0.0311	0.031	0.009	0.002969			
3	3	-0.0014	0.0181	0.018	0.008	0.002530	0.0031	0.01861	CUMPLE
3	3	-0.0014	0.0222	0.022	0.009	0.003101			
2	3	-0.0008	0.0105	0.011	0.007	0.002303	0.0028	0.01697	CUMPLE
2	3	-0.0008	0.0129	0.013	0.008	0.002828			
1	3	-0.0003	0.0036	0.004	0.004	0.001215	0.0015	0.00897	CUMPLE
1	3	-0.0003	0.0045	0.004	0.004	0.001496			

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 68** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en x

Piso	Altura	Ux	Uy	U	Deriva	Deriva	Valor	Deriva	Deriva <
	De piso								
	m	m	m	m	m	m/m		Nec15	
8	3	0.0294	0.0106	0.031	0.002	0.000572	0.0006	0.00343	CUMPLE
8	3	0.0294	0.0106	0.031	0.002	0.000572			
7	3	0.0277	0.0101	0.029	0.003	0.000886	0.0009	0.00532	CUMPLE
7	3	0.0277	0.0101	0.029	0.003	0.000886			
6	3	0.0252	0.0092	0.027	0.004	0.001233	0.0012	0.00740	CUMPLE
6	3	0.0252	0.0092	0.027	0.004	0.001233			
5	3	0.0217	0.0080	0.023	0.005	0.001545	0.0015	0.00927	CUMPLE
5	3	0.0217	0.0080	0.023	0.005	0.001545			
4	3	0.0173	0.0064	0.018	0.005	0.001776	0.0018	0.01066	CUMPLE
4	3	0.0173	0.0064	0.018	0.005	0.001776			
3	3	0.0123	0.0047	0.013	0.006	0.001866	0.0019	0.01120	CUMPLE
3	3	0.0123	0.0047	0.013	0.006	0.001866			
2	3	0.0071	0.0027	0.008	0.005	0.001675	0.0017	0.01005	CUMPLE
2	3	0.0071	0.0027	0.008	0.005	0.001675			
1	3	0.0024	0.0010	0.003	0.003	0.000849	0.0008	0.00509	CUMPLE
1	3	0.0024	0.0010	0.003	0.003	0.000849			

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 69** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en y

Piso	Altura	Ux	Uy	U	Deriva	Deriva	Valor	Deriva	Deriva <
	De piso								
	m	m	m	m	m	m/m		Nec15	
8	3	0.0110	0.0417	0.043	0.002	0.000726	0.0007	0.00435	CUMPLE
8	3	0.0110	0.0417	0.043	0.002	0.000726			
7	3	0.0104	0.0396	0.041	0.004	0.001176	0.0012	0.00706	CUMPLE
7	3	0.0104	0.0396	0.041	0.004	0.001176			
6	3	0.0094	0.0362	0.037	0.005	0.001660	0.0017	0.00996	CUMPLE
6	3	0.0094	0.0362	0.037	0.005	0.001660			
5	3	0.0081	0.0314	0.032	0.006	0.002091	0.0021	0.01255	CUMPLE
5	3	0.0081	0.0314	0.032	0.006	0.002091			
4	3	0.0065	0.0254	0.026	0.007	0.002427	0.0024	0.01456	CUMPLE
4	3	0.0065	0.0254	0.026	0.007	0.002427			
3	3	0.0046	0.0183	0.019	0.008	0.002598	0.0026	0.01559	CUMPLE
3	3	0.0046	0.0183	0.019	0.008	0.002598			
2	3	0.0027	0.0108	0.011	0.007	0.002412	0.0024	0.01447	CUMPLE
2	3	0.0027	0.0108	0.011	0.007	0.002412			
1	3	0.0009	0.0038	0.004	0.004	0.001288	0.0013	0.00773	CUMPLE
1	3	0.0009	0.0038	0.004	0.004	0.001288			

*Fuente. Elaborado por autor.*

### 3.9.2.7. Control de Irregularidad Torsional.

Para verificar la irregularidad torsional en planta, se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación establecida por el código normativo:

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

**Tabla 70** Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001008	0.0010	0.00101	1.0006	CUMPLE
8	0.001007				
7	0.001512	0.0015	0.00151	1.0007	CUMPLE
7	0.001510				
6	0.002041	0.0020	0.00204	1.0008	CUMPLE
6	0.002038				
5	0.002487	0.0025	0.00248	1.0008	CUMPLE
5	0.002483				
4	0.002787	0.0028	0.00278	1.0008	CUMPLE
4	0.002782				
3	0.002858	0.0029	0.00286	1.0008	CUMPLE
3	0.002853				
2	0.002510	0.0025	0.00251	1.0008	CUMPLE
2	0.002506				
1	0.001249	0.0012	0.00125	1.0011	CUMPLE
1	0.001246				

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 71** Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000822	0.0010	0.00091	1.0947	CUMPLE
8	0.000994				
7	0.001288	0.0016	0.00143	1.0978	CUMPLE
7	0.001567				
6	0.001759	0.0021	0.00195	1.0992	CUMPLE
6	0.002146				
5	0.002150	0.0026	0.00239	1.1002	CUMPLE
5	0.002629				
4	0.002425	0.0030	0.00270	1.008	CUMPLE
4	0.002969				
3	0.002530	0.0031	0.00282	1.1015	CUMPLE
3	0.003101				
2	0.002303	0.0028	0.00257	1.1023	CUMPLE
2	0.002828				
1	0.001215	0.0015	0.00136	1.1034	CUMPLE
1	0.001496				

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 72 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000572				
8	0.000572	0.0006	0.00057	1.000	CUMPLE
7	0.000886				
7	0.000886	0.0009	0.00089	1.000	CUMPLE
6	0.001233				
6	0.001233	0.0012	0.00123	1.000	CUMPLE
5	0.001545				
5	0.001545	0.0015	0.00154	1.000	CUMPLE
4	0.001776				
4	0.001776	0.0018	0.00178	1.000	CUMPLE
3	0.001866				
3	0.001866	0.0019	0.00187	1.000	CUMPLE
2	0.001675				
2	0.001675	0.0017	0.00168	1.000	CUMPLE
1	0.000849				
1	0.000849	0.0008	0.00085	1.000	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 73 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000726				
8	0.000726	0.0007	0.00073	1.0000	CUMPLE
7	0.001176				
7	0.001176	0.0012	0.00118	1.0000	CUMPLE
6	0.001660				
6	0.001660	0.0017	0.00166	1.0000	CUMPLE
5	0.002091				
5	0.002091	0.0021	0.00209	1.0000	CUMPLE
4	0.002427				
4	0.002427	0.0024	0.00243	1.0000	CUMPLE
3	0.002598				
3	0.002598	0.0026	0.00260	1.0000	CUMPLE
2	0.002412				
2	0.002412	0.0024	0.00241	1.0000	CUMPLE
1	0.001288				
1	0.001288	0.0013	0.00129	1.0000	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

Las tablas demuestran que no existe torsión excesiva por lo que la edificación no debe ser penalizada por Ax

### 3.9.2.8. Control de índice de estabilidad $Q_i$ .

El índice de estabilidad  $Q_i$  no debe superar el 30%; si este valor es excedido, la edificación se considera potencialmente inestable, por lo que sería necesario aumentar su rigidez.

El cálculo de  $Q_i$  se realiza mediante la siguiente ecuación

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

**Tabla 74** Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en  $x$

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0283	0.0086	0.030	0.002	0.001	216.62	24.53	0.48%	Cumple
7	3	0.0268	0.0082	0.028	0.003	0.001	531.38	52.66	0.85%	Cumple
6	3	0.0243	0.0075	0.025	0.004	0.001	846.14	75.77	1.31%	Cumple
5	3	0.0210	0.0065	0.022	0.004	0.001	1160.91	94.96	1.80%	Cumple
4	3	0.0167	0.0052	0.018	0.005	0.002	1475.67	110.79	2.25%	Cumple
3	3	0.0119	0.0038	0.012	0.005	0.002	1790.43	123.29	2.57%	Cumple
2	3	0.0068	0.0022	0.007	0.005	0.002	2105.19	131.89	2.53%	Cumple
1	3	0.0023	0.0008	0.002	0.002	0.001	2419.95	135.76	1.43%	Cumple

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 75** Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en  $y$

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0085	0.0368	0.038	0.002	0.001	216.62	30.00	0.46%	Cumple
7	3	0.0080	0.0349	0.036	0.003	0.001	531.38	64.98	0.84%	Cumple
6	3	0.0073	0.0319	0.033	0.004	0.001	846.14	93.66	1.31%	Cumple
5	3	0.0063	0.0277	0.028	0.005	0.002	1160.91	117.40	1.81%	Cumple
4	3	0.0050	0.0224	0.023	0.006	0.002	1475.67	137.10	2.29%	Cumple
3	3	0.0036	0.0162	0.017	0.007	0.002	1790.43	152.92	2.66%	Cumple
2	3	0.0020	0.0095	0.010	0.006	0.002	2105.19	164.08	2.71%	Cumple
1	3	0.0007	0.0033	0.003	0.003	0.001	2419.95	169.26	1.61%	Cumple

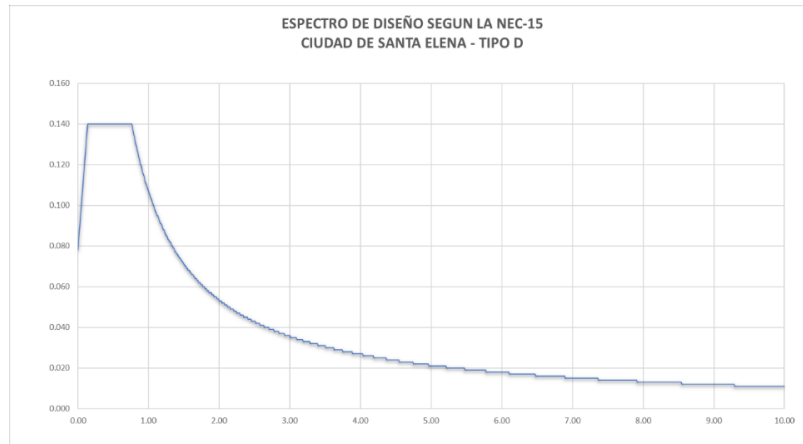
*Fuente. Elaborado por autor*

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que no es necesario aplicar el factor de mayoración  $f_p - \Delta$ , debido a que los resultados obtenidos presentan variaciones inferiores al 10 %, tal como ocurre en este caso.

### 3.9.3. Edificación Continua

#### 3.9.3.1. Espectro de Diseño de la Estructura.

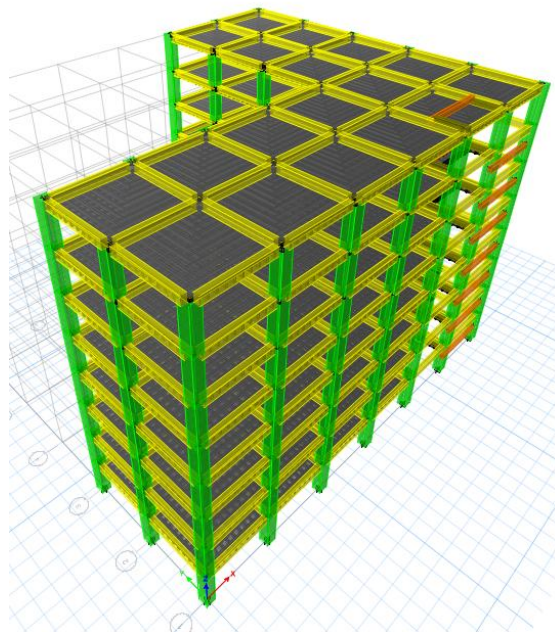
**Ilustración 50** Espectro de Diseño de la Estructura



*Fuente. Elaborado por autor*

#### 3.9.3.2. Modelamiento de la estructura Monolítica.

**Ilustración 51** Modelamiento de la Segunda parte de la edificación en ETABS



*Fuente. Elaborado por autor.*

#### 3.9.3.3. Cortante Basal.

La estructura se conforma por pórticos especiales de hormigón armado diseñados para resistir acciones sísmicas, los cuales cuentan

con vigas de gran peralte. En función de este sistema estructural, se establece el coeficiente  $C_t = 0.055$  y el exponente  $\alpha = 0.9$  para la estimación del periodo fundamental. Tomando en cuenta la altura total de la edificación,  $h_n = 24$  m, se determina un periodo de vibración equivalente a:

$$T = 0.055 * 24^{0.9} = 0.96 \text{ seg}$$

De acuerdo con el espectro de diseño para Santa Elena y considerando que el período de vibración calculado es de 0.96 segundos, el análisis arroja una aceleración espectral de:

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.76}{0.96}\right)^1$$

$$S_a = 0.801$$

En el capítulo anterior se explicó el procedimiento usado para calcular el cortante basal y su distribución según la NEC-15 (NEC-SE-DS). A continuación, se presenta la tabla con los datos necesarios para realizar el cálculo.

**Tabla 76** Datos para el cálculo del cortante Basal la Estructura

CORTANTE BASAL – SANTA ELENA Z=0.5							
$\eta$	1.80	$Z$	0.5	$F_a$	1.12	$S_a$	0.801
$C_t$	0.055	$\alpha$	0.9	$h_t$	24	$T$	0.9606
$\varphi_P$	0.9	$\varphi_E$	1	$R$	8	$k$	1.230311
$I$	1	$C_s$	0.11121693	$V_x$	449.432	$W$	4041.0412

**Fuente.** Elaborado por autor

- Factor k: obtenido mediante ecuación según normativa.
- R: se adoptó un valor de 8, correspondiente a edificaciones conformadas por pórticos especiales a momento de hormigón armado con vigas descolgadas.
- Factor de penalización en planta ( $\Phi_P$ ): se consideró igual a 0.9, debido a que existe irregularidad en planta por entrantes excesivas en las esquinas
- Factor de penalización en elevación ( $\Phi_E$ ): se consideró igual a 1, debido a que no existe ningún tipo de irregularidad en elevación.

- Factor de importancia (I): se tomó igual a 1.0, ya que la edificación pertenece al grupo de estructuras comunes, sin incluirse en categorías especiales de mayor o menor importancia.

A continuación, se presenta el cálculo del cortante basal:

$$V = \frac{1 * 0.8007}{8 * 0.9 * 1} * 4041.0412 = 449.432 \text{ Ton}$$

**Tabla 77** Cálculo del cortante basal

CORTANTE BASAL SUELO TIPO D -SANTA ELENA Z=0.5							
Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	$V_x$	$0.3 * F_x$
8	24	363.2809	18127.256	0.183	82.142	82.142	24.642
7	21	524.5612	22209.435	0.224	100.639	182.781	30.192
6	18	524.5612	18372.664	0.185	83.254	266.035	24.976
5	15	524.5612	14680.963	0.148	66.525	332.560	19.958
4	12	524.5612	11156.425	0.112	50.554	383.114	15.166
3	9	524.5611	7830.896	0.079	35.485	418.599	10.645
2	6	524.5612	4755.152	0.048	21.547	440.146	6.464
1	3	530.3932	2049.300	0.021	9.286	449.432	2.786
		4041.0412	99182.091			449.432	

*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.9.3.4. Control De Los Modos de Vibración De La Estructura.

**Tabla 78** Modos de vibración

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		Seg						
Modal	1	1.253	0.0354	0.6759	0.0354	0.6759	0.0742	0.0742
Modal	2	1.216	0.6438	0.0736	0.6792	0.7496	0.0699	0.1442
Modal	3	1.132	0.1090	0.0365	0.7882	0.7861	0.6457	0.7898
Modal	4	0.383	0.0036	0.0957	0.7918	0.8817	0.0083	0.7981
Modal	5	0.373	0.0914	0.0071	0.8831	0.8889	0.0081	0.8062
Modal	6	0.351	0.0112	0.0043	0.8943	0.8932	0.0892	0.8953
Modal	7	0.201	0.0008	0.0430	0.8951	0.9362	0.0020	0.8974
Modal	8	0.198	0.0418	0.0014	0.9369	0.9376	0.0022	0.8996
Modal	9	0.188	0.0026	0.0013	0.9395	0.9389	0.0406	0.9401
Modal	10	0.125	0.0001	0.0257	0.9397	0.9646	0.0005	0.9407
Modal	11	0.124	0.0254	0.0002	0.9650	0.9649	0.0006	0.9412
Modal	12	0.119	0.0006	0.0004	0.9656	0.9653	0.0247	0.9659
Modal	13	0.086	0.0000	0.0166	0.9656	0.9819	0.0001	0.9660
Modal	14	0.085	0.0165	0.0000	0.9821	0.9819	0.0001	0.9661
Modal	15	0.082	0.0001	0.0001	0.9822	0.9820	0.0162	0.9823
Modal	16	0.064	0.0000	0.0105	0.9822	0.9926	0.0000	0.9823
Modal	17	0.064	0.0104	0.0000	0.9926	0.9926	0.0000	0.9823
Modal	18	0.062	0.0000	0.0000	0.9926	0.9926	0.0104	0.9926
Modal	19	0.052	0.0000	0.0057	0.9927	0.9982	0.0000	0.9926
Modal	20	0.051	0.0056	0.0000	0.9982	0.9982	0.0000	0.9927
Modal	21	0.05	0.0000	0.0000	0.9983	0.9983	0.0056	0.9983
Modal	22	0.045	0.0000	0.0017	0.9983	1.0000	0.0000	0.9983
Modal	23	0.045	0.0017	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.9983
Modal	24	0.043	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0017	1.0000

*Fuente. Elaborado por autor*

El análisis modal muestra que los dos primeros modos son predominantemente traslacionales: el modo 1 en Y con un 67.5% y el modo 2 en X con un 65.5% de la masa participativa. Se confirma que SumUX y SumUY alcanzan el 100% de la masa del edificio, lo que indica que el programa considera toda la masa del mismo. Al observar las rotaciones en estos primeros modos, se nota que la columna RZ presenta un 8.2% en el primer modo y 6.5% en el segundo, por lo que la suma de rotaciones (SumRZ) supera el 10%, lo que indica que existe contribución torsional.

### 3.9.3.5. Control de cortante basal dinámico.

Para verificar el cortante dinámico, se elaboró una tabla que compara los valores obtenidos del análisis espectral estático con los del análisis espectral dinámico.

**Tabla 79.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85%VE	VD acumulado	VD
82.142	82.142	69.8203	41.9709	41.9709
182.781	100.639	85.5436	88.6981	46.7272
266.035	83.254	70.7656	125.0703	36.3722
332.560	66.525	56.5463	154.3087	29.2384
383.114	50.554	42.9709	178.9	24.5913
418.599	35.485	30.1621	199.7454	20.8454
440.146	21.547	18.3153	215.6497	15.9043
449.432	9.286	7.8932	223.868	8.2183
	449.432	382.0174		223.868

*Fuente.* Elaborado por autor.

**Tabla 80.** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85%VE	VD acumulado	VD
82.142	82.142	69.8203	41.7933	41.7933
182.781	100.639	85.5436	87.7321	45.9388
266.035	83.254	70.7656	122.9789	35.2468
332.560	66.525	56.5463	151.0597	28.0808
383.114	50.554	42.9709	174.7475	23.6878
418.599	35.485	30.1621	195.0894	20.3419
440.146	21.547	18.3153	210.8332	15.7438
449.432	9.286	7.8932	219.0458	8.2126
	449.432	382.0174		219.0458

*Fuente.* Elaborado por autor.

El edificio es tiene planta irregular, por lo que el cortante dinámico debe ser menor al 85% del cortante basal obtenido por el método estático, por lo tanto, se procede a verificar, realizando la división de la suma de los cortantes obtenidos del análisis dinámico entre la suma equivalente al 85% del cortante determinado en el análisis estático.

Sentido X

$$\frac{\sum VD}{\sum 0.85\%VE} = \frac{223.868 \text{ Ton}}{382.0174 \text{ Ton}} = 0.5860$$

Sentido Y

$$\frac{\sum VD}{\sum 0.85\%VE} = \frac{219.0458 \text{ Ton}}{382.0174 \text{ Ton}} = 0.7440$$

Con los resultados obtenidos, se observa que no se cumple en ambos sentidos, por lo que se debe hacer la respectiva corrección.

En sentido X

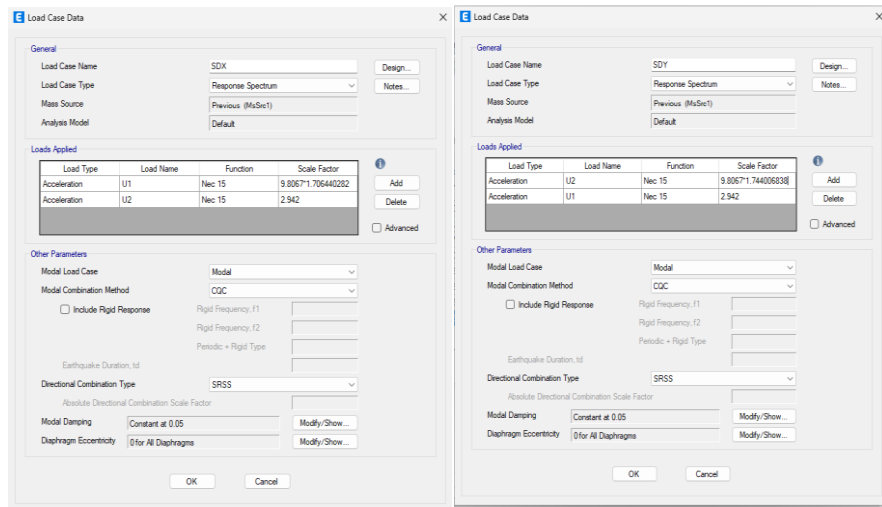
$$\begin{aligned} \text{Factor de corrección} &= \frac{85\%VE}{VD} \\ \text{Factor de corrección} &= \frac{382.0174 \text{ Ton}}{223.868 \text{ Ton}} = 1.7064 \\ \text{Factor de etabs} &= 1.7064 * 9.8067 = 16.73 \end{aligned}$$

En sentido Y

$$\begin{aligned} \text{Factor de corrección} &= \frac{85\%VE}{VD} \\ \text{Factor de corrección} &= \frac{382.0174 \text{ Ton}}{219.0458 \text{ Ton}} = 1.7440 \\ \text{Factor de etabs} &= 1.7440 * 9.8067 = 17.1029 \end{aligned}$$

El factor de corrección se aplica multiplicándolo por el coeficiente espectral. Luego de incorporarlo, se debe realizar un nuevo cálculo para verificar que se cumpla la condición establecida por la NEC-15.

## Ilustración 52. Corrección de Cortante Dinámico



*Fuente. Etabs.*

### 3.9.3.6. Control de derivas de Piso.

La NEC-15 establece que la deriva inelástica máxima admisible no debe superar el 1% para estructuras con mampostería y debe ser igual o inferior al 2% para elementos estructurales. A continuación, se muestra una tabla en la que se verifica el cumplimiento de esta condición, calculando la deriva inelástica mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

**Tabla 81** Derivas inelásticas con sismo en dirección en x

Piso	Alt. de piso	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
8	3	0.066	0.021	0.069	0.004	0.001192	0.0012	0.00715	CUMPLE
8	3	0.052	0.027	0.059	0.003	0.000987			
7	3	0.062	0.020	0.065	0.006	0.001898	0.0019	0.01139	CUMPLE
7	3	0.050	0.025	0.056	0.005	0.001589			
6	3	0.057	0.018	0.060	0.008	0.002670	0.0027	0.01602	CUMPLE
6	3	0.046	0.023	0.051	0.007	0.002252			
5	3	0.049	0.016	0.052	0.010	0.003365	0.0034	0.02019	NO CUMPLE
5	3	0.040	0.020	0.044	0.009	0.002853			
4	3	0.040	0.013	0.042	0.012	0.003907	0.0039	0.02344	NO CUMPLE
4	3	0.032	0.016	0.036	0.010	0.003327			
3	3	0.028	0.009	0.030	0.012	0.004165	0.0042	0.02499	NO CUMPLE
3	3	0.023	0.012	0.026	0.011	0.003569			
2	3	0.017	0.005	0.017	0.011	0.003812	0.0038	0.02287	NO CUMPLE
2	3	0.014	0.007	0.015	0.010	0.003300			
1	3	0.006	0.002	0.006	0.006	0.001974	0.0020	0.01185	CUMPLE
1	3	0.005	0.002	0.005	0.005	0.001737			

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 82** Derivas inelásticas con sismo en dirección en y

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	0.011	0.071	0.072	0.004	0.00128	0.0013	0.00769	CUMPLE
8	3	0.015	0.054	0.056	0.003	0.00094			
7	3	0.011	0.067	0.068	0.006	0.00200	0.0020	0.01202	CUMPLE
7	3	0.014	0.051	0.053	0.005	0.00151			
6	3	0.010	0.061	0.062	0.008	0.00279	0.0028	0.01675	CUMPLE
6	3	0.013	0.047	0.048	0.006	0.00214			
5	3	0.008	0.053	0.053	0.011	0.00350	0.0035	0.02102	NO CUMPLE
5	3	0.011	0.041	0.042	0.008	0.00271			
4	3	0.007	0.042	0.043	0.012	0.00405	0.0041	0.02432	NO CUMPLE
4	3	0.009	0.033	0.034	0.009	0.00316			
3	3	0.005	0.030	0.031	0.013	0.00431	0.0043	0.02584	NO CUMPLE
3	3	0.006	0.024	0.024	0.010	0.00338			
2	3	0.003	0.018	0.018	0.012	0.00392	0.0039	0.02353	NO CUMPLE
2	3	0.004	0.014	0.014	0.009	0.00312			
1	3	0.001	0.006	0.006	0.006	0.00201	0.0020	0.01208	CUMPLE
1	3	0.001	0.005	0.005	0.005	0.00163			

*Fuente. Elaborado por autor.*

### 3.9.3.7. Control de Irregularidad Torsional

Para verificar la irregularidad torsional en planta, se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación establecida por el código normativo:

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

**Tabla 83** Irregularidad torsional con sismo en dirección en x

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001192	0.0012	0.00109	1.094	CUMPLE
8	0.000987				
7	0.001898	0.0019	0.00174	1.089	CUMPLE
7	0.001589				
6	0.002670	0.0027	0.00246	1.085	CUMPLE
6	0.002252				
5	0.003365	0.0034	0.00311	1.082	CUMPLE
5	0.002853				
4	0.003907	0.0039	0.00362	1.080	CUMPLE
4	0.003327				
3	0.004165	0.0042	0.00387	1.077	CUMPLE
3	0.003569				
2	0.003812	0.0038	0.00356	1.072	CUMPLE
2	0.003300				
1	0.001974	0.0020	0.00186	1.064	CUMPLE
1	0.001737				

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 84 Irregularidad torsional con sismo en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001282	0.0013	0.00111	1.154	CUMPLE
8	0.000940				
7	0.002003	0.0020	0.00176	1.140	CUMPLE
7	0.001511				
6	0.002792	0.0028	0.00247	1.132	CUMPLE
6	0.002143				
5	0.003503	0.0035	0.00311	1.128	CUMPLE
5	0.002711				
4	0.004054	0.0041	0.00361	1.124	CUMPLE
4	0.003159				
3	0.004307	0.0043	0.00385	1.120	CUMPLE
3	0.003384				
2	0.003922	0.0039	0.00352	1.114	CUMPLE
2	0.003122				
1	0.002013	0.0020	0.00182	1.105	CUMPLE
1	0.001423				

*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.9.3.8. Control de índice de estabilidad $Q_i$ .

El índice de estabilidad  $Q_i$  no debe superar el 30%; si este valor es excedido, la edificación se considera potencialmente inestable, por lo que sería necesario aumentar su rigidez. El cálculo de  $Q_i$  se realiza mediante la siguiente ecuación

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

**Tabla 85 Índice de estabilidad con sismo en dirección en x**

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0551	0.0113	0.056	0.003	0.001	390.33	71.61	0.51%	Cumple
7	3	0.0524	0.0107	0.054	0.005	0.002	1034.37	151.33	1.05%	Cumple
6	3	0.0479	0.0098	0.049	0.006	0.002	1678.41	213.38	1.70%	Cumple
5	3	0.0415	0.0084	0.042	0.008	0.003	2322.46	263.25	2.41%	Cumple
4	3	0.0335	0.0068	0.034	0.010	0.003	2966.50	305.21	3.10%	Cumple
3	3	0.0241	0.0049	0.025	0.010	0.003	3610.54	340.77	3.62%	Cumple
2	3	0.0141	0.0028	0.014	0.009	0.003	4254.59	367.90	3.64%	Cumple
1	3	0.0048	0.0010	0.005	0.005	0.002	4921.96	381.93	2.12%	Cumple

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 86** Índice de estabilidad con sismo en dirección en y

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0110	0.0587	0.060	0.003	0.001	390.33	72.88	0.52%	Cumple
7	3	0.0105	0.0558	0.057	0.005	0.002	1034.37	152.97	1.12%	Cumple
6	3	0.0096	0.0509	0.052	0.007	0.002	1678.41	214.42	1.81%	Cumple
5	3	0.0083	0.0441	0.045	0.009	0.003	2322.46	263.38	2.57%	Cumple
4	3	0.0067	0.0355	0.036	0.010	0.003	2966.50	304.68	3.30%	Cumple
3	3	0.0048	0.0255	0.026	0.011	0.004	3610.54	340.15	3.84%	Cumple
2	3	0.0028	0.0148	0.015	0.010	0.003	4254.59	367.60	3.83%	Cumple
1	3	0.0010	0.0051	0.005	0.005	0.002	4921.96	381.92	2.21%	Cumple

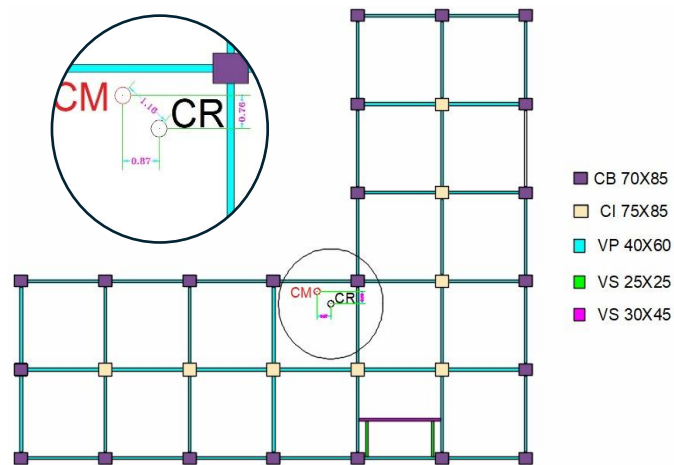
*Fuente. Elaborado por autor*

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que no es necesario aplicar el factor de mayoración  $f_p - \Delta$ , debido a que los resultados obtenidos presentan variaciones inferiores al 10 %, tal como ocurre en este caso.

### 3.9.4. Estructura con secciones aumentadas.

Dado que con las secciones del predimensionamiento no se cumplía con las derivas de piso, se ajustaron las secciones de los elementos estructurales.

**Ilustración 53** Configuración en planta de la estructura monolítica



*Fuente. Elaborado por autor*

Para el modelado de la estructura se implementaron vigas secundarias de 30cm x 45cm y 25cm x 25cm, para crear el hueco del ascensor, donde se utilizará mampostería no confinada para su cerramiento, y se incluyeron vigas a media altura para simular el efecto de la escalera en la edificación. Asimismo, se incorporaron vigas de 45 x 60 cm en la zona norte para aumentar la rigidez, debido al desplazamiento entre centro de rigidez y el centro de masa, el cual quedo desplazado 1,16m.

### 3.9.4.1. Cortante Basal.

A continuación, se presenta el cálculo del cortante basal:

$$V = \frac{1 * 0.8007}{8 * 0.9 * 1} * 4890.0299 = 543.854 \text{ Ton}$$

**Tabla 87** Cálculo del cortante basal

CORTANTE BASAL SUELO TIPO D - SANTA ELENA Z=0.5							
Piso	$h_i$	$\omega_i$	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	$V_x$	$0.3 * F_x$
8	24	473.8163	23642.832	0.195	106.295	106.295	31.889
7	21	629.8462	26667.105	0.220	119.892	226.187	35.968
6	18	629.8463	22060.256	0.182	99.180	325.367	29.754
5	15	629.8462	17627.588	0.146	79.251	404.619	23.775
4	12	629.8462	13395.638	0.111	60.225	464.844	18.068
3	9	629.8462	9402.641	0.078	42.273	507.117	12.682
2	6	629.8462	5709.562	0.047	25.669	532.787	7.701
1	3	637.1363	2461.728	0.020	11.068	543.854	3.320
		4890.0299	120967.349			543.854	

*Fuente. Elaborado por autor*

### 3.9.4.2. Control De Los Modos de Vibración De La Estructura.

**Tabla 88** Modos de vibración

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		Seg						
Modal	1	1.05	0.0017	0.7516	0.0017	0.7516	0.0237	0.0237
Modal	2	0.986	0.6865	0.0079	0.6882	0.7595	0.0744	0.0981
Modal	3	0.929	0.0812	0.0181	0.7694	0.7776	0.6777	0.7759
Modal	4	0.315	0.0000	0.1085	0.7695	0.8861	0.0019	0.7777
Modal	5	0.291	0.1025	0.0003	0.8720	0.8864	0.0113	0.7890
Modal	6	0.28	0.0111	0.0013	0.8831	0.8877	0.0974	0.8865
Modal	7	0.162	0.0000	0.0479	0.8831	0.9356	0.0002	0.8867
Modal	8	0.145	0.0470	0.0000	0.9300	0.9356	0.0036	0.8902
Modal	9	0.143	0.0034	0.0001	0.9335	0.9358	0.0449	0.9351
Modal	10	0.099	0.0000	0.0278	0.9335	0.9635	0.0000	0.9351
Modal	11	0.087	0.0068	0.0000	0.9403	0.9636	0.0212	0.9564
Modal	12	0.087	0.0222	0.0000	0.9625	0.9636	0.0068	0.9632
Modal	13	0.067	0.0000	0.0176	0.9625	0.9811	0.0000	0.9632
Modal	14	0.059	0.0031	0.0000	0.9655	0.9811	0.0146	0.9778
Modal	15	0.058	0.0151	0.0000	0.9807	0.9811	0.0031	0.9809
Modal	16	0.049	0.0000	0.0110	0.9807	0.9922	0.0000	0.9809
Modal	17	0.043	0.0021	0.0000	0.9827	0.9922	0.0090	0.9900
Modal	18	0.042	0.0093	0.0000	0.9920	0.9922	0.0021	0.9921
Modal	19	0.039	0.0000	0.0060	0.9920	0.9981	0.0000	0.9921
Modal	20	0.034	0.0012	0.0000	0.9932	0.9981	0.0048	0.9968
Modal	21	0.034	0.0000	0.0018	0.9933	1.0000	0.0000	0.9968
Modal	22	0.033	0.0049	0.0000	0.9981	1.0000	0.0013	0.9981
Modal	23	0.03	0.0004	0.0000	0.9985	1.0000	0.0014	0.9996
Modal	24	0.029	0.0015	0.0000	1.0000	1.0000	0.0004	1.0000

*Fuente. Elaborado por autor*

El análisis modal indica que los dos primeros modos de vibración son principalmente traslacionales: el modo 1 en Y con un 75.16% y el modo 2 en X con un 68.65% de la masa participativa. SumUX y SumUY alcanzan el 100% de la masa del edificio, confirmando que el modelo considera correctamente toda la masa estructural. Al observar las rotaciones en estos primeros modos, la columna RZ muestra valores de 2.37% en el primer modo y 7.44% en el segundo, los cuales son pequeños y no representan un comportamiento torsional dominante. Estas ligeras contribuciones son normales en edificaciones con cierta irregularidad en planta y no afectan de manera significativa la interpretación modal. Además, el periodo de vibración del primer modo está en el rango entre T y 1.3T.

### 3.9.4.3. Control de cortante basal dinámico.

Para verificar el cortante dinámico, se elaboró una tabla que compara los valores obtenidos del análisis espectral estático con los del análisis espectral dinámico.

**Tabla 89** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido X

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85%VE	VD acumulado	VD
106.295	106.295	90.3509	65.3541	65.3541
226.187	119.892	101.9082	140.083	74.7289
325.367	99.180	84.3031	201.9693	61.8863
404.619	79.251	67.3637	253.3564	51.3871
464.844	60.225	51.1914	295.424	42.0676
507.117	42.273	35.9321	328.0454	32.6214
532.787	25.669	21.8191	349.9505	21.9051
543.854	11.068	9.4075	359.7074	9.7569
	543.854	462.2760		359.7074

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 90** Comparación del cortante basal estático y el cortante basal dinámico en sentido Y.

Espectro Elástico			Espectro Dinámico	
VE acumulado	VE	0.85%VE	VD acumulado	VD
106.295	106.295	90.3509	61.1811	61.1811
226.187	119.892	101.9082	130.6429	69.4618
325.367	99.180	84.3031	187.604	56.9611
404.619	79.251	67.3637	234.7113	47.1073
464.844	60.225	51.1914	273.6205	38.9092
507.117	42.273	35.9321	304.4813	30.8608
532.787	25.669	21.8191	325.8648	21.3835
543.854	11.068	9.4075	335.7265	9.8617
	543.854	462.2760		335.7265

*Fuente. Elaborado por autor*

El edificio es tiene planta irregular, por lo que el cortante dinámico no debe ser menor al 85% del cortante basal obtenido por el método estático, por lo tanto, se procede a verificar, realizando la división de la suma de los cortantes obtenidos del análisis dinámico entre la suma equivalente al 85% del cortante determinado en el análisis estático.

Sentido X

$$\frac{\sum VD}{\sum 0.85\%VE} = \frac{359.7074 \text{ Ton}}{462.2760 \text{ Ton}} = 0.7781$$

Sentido Y

$$\frac{\sum VD}{\sum 0.85\%VE} = \frac{335.7265 \text{ Ton}}{462.2760 \text{ Ton}} = 0.7262$$

Con los resultados obtenidos, se observa que no se cumple en ambos sentidos, por lo que se debe hacer la respectiva corrección.

En sentido X

$$\text{Factor de corrección} = \frac{85\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{459.7074 \text{ Ton}}{462.2760 \text{ Ton}} = 1.2851$$

$$\text{Factor de etabs} = 1.2851 * 9.8067 = 12.6030$$

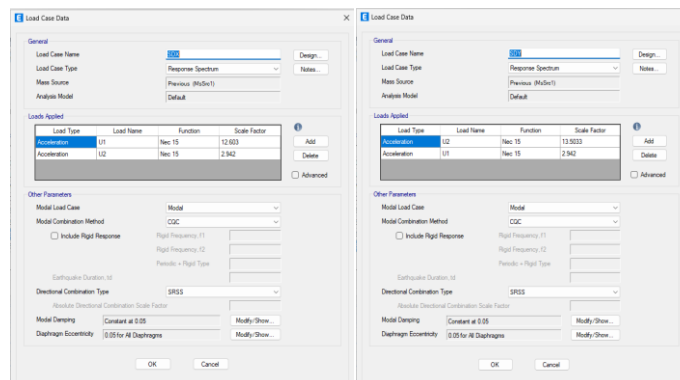
En sentido Y

$$\text{Factor de corrección} = \frac{85\%VE}{VD}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{462.2760 \text{ Ton}}{335.7265 \text{ Ton}} = 1.3769$$

$$\text{Factor de etabs} = 1.3769 * 9.8067 = 13.6073$$

**Ilustración 54.** Corrección de Cortante Dinámico



**Fuente.** Etabs.

### 3.9.4.4. Control de derivas de Piso.

La NEC-15 establece que la deriva inelástica admisible no debe superar el 1% en estructuras con mampostería y debe ser igual o inferior al 2% para elementos estructurales. A continuación, se muestra la tabla donde se verifica esta condición, calculando la deriva inelástica mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

**Tabla 91** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en x

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	0.0586	-0.0069	0.059	0.004	0.001412	0.0014	0.00847	CUMPLE
8	3	0.0434	0.0114	0.045	0.003	0.001049			
7	3	0.0544	-0.0063	0.055	0.006	0.001952	0.0020	0.01171	CUMPLE
7	3	0.0404	0.0105	0.042	0.004	0.001466			
6	3	0.0486	-0.0056	0.049	0.008	0.002536	0.0025	0.01522	CUMPLE
6	3	0.0362	0.0093	0.037	0.006	0.001915			
5	3	0.0411	-0.0047	0.041	0.009	0.003026	0.0030	0.01815	CUMPLE
5	3	0.0306	0.0078	0.032	0.007	0.002293			
4	3	0.0320	-0.0037	0.032	0.010	0.003325	0.0033	0.01995	CUMPLE
4	3	0.0240	0.0060	0.025	0.008	0.002529			
3	3	0.0221	-0.0025	0.022	0.010	0.003319	0.0033	0.01991	CUMPLE
3	3	0.0166	0.0041	0.017	0.008	0.002536			
2	3	0.0122	-0.0014	0.012	0.008	0.002795	0.0028	0.01677	CUMPLE
2	3	0.0093	0.0022	0.010	0.006	0.002152			
1	3	0.0039	-0.0004	0.004	0.004	0.001311	0.0013	0.00786	CUMPLE
1	3	0.0030	0.0007	0.003	0.003	0.001021			

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 92** Derivas inelásticas con sismo estático en dirección en y

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
	m	m	m	m	m	m/m			
8	3	-0.0040	0.0575	0.058	0.004	0.001194	0.0012	0.00716	CUMPLE
8	3	0.0021	0.0502	0.050	0.003	0.001102			
7	3	-0.0039	0.0539	0.054	0.005	0.001778	0.0018	0.01067	CUMPLE
7	3	0.0020	0.0469	0.047	0.005	0.001591			
6	3	-0.0035	0.0486	0.049	0.007	0.002392	0.0024	0.01435	CUMPLE
6	3	0.0019	0.0421	0.042	0.006	0.002113			
5	3	-0.0031	0.0414	0.042	0.009	0.002910	0.0029	0.01746	CUMPLE
5	3	0.0016	0.0358	0.036	0.008	0.002552			
4	3	-0.0025	0.0327	0.033	0.010	0.003255	0.0033	0.01953	CUMPLE
4	3	0.0013	0.0281	0.028	0.009	0.002835			
3	3	-0.0018	0.0230	0.023	0.010	0.003331	0.0033	0.01998	CUMPLE
3	3	0.0010	0.0196	0.020	0.009	0.002874			
2	3	-0.0011	0.0130	0.013	0.009	0.002912	0.0029	0.01747	CUMPLE
2	3	0.0006	0.0110	0.011	0.007	0.002476			
1	3	-0.0004	0.0043	0.004	0.004	0.001437	0.0014	0.00862	CUMPLE
1	3	0.0002	0.0036	0.004	0.004	0.001196			

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 93** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en x

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
	m								
8	3	0.0491	0.0166	0.052	0.003	0.001137			
8	3	0.0399	0.0225	0.046	0.003	0.000963	0.0011	0.00682	CUMPLE
7	3	0.0459	0.0156	0.048	0.005	0.001614			
7	3	0.0374	0.0211	0.043	0.004	0.001392	0.0016	0.00968	CUMPLE
6	3	0.0412	0.0142	0.044	0.006	0.002152			
6	3	0.0337	0.0190	0.039	0.006	0.001877	0.0022	0.01291	CUMPLE
5	3	0.0351	0.0121	0.037	0.008	0.002628			
5	3	0.0288	0.0163	0.033	0.007	0.002309	0.0026	0.01577	CUMPLE
4	3	0.0276	0.0097	0.029	0.009	0.002951			
4	3	0.0228	0.0129	0.026	0.008	0.002611	0.0030	0.01770	CUMPLE
3	3	0.0192	0.0068	0.020	0.009	0.003004			
3	3	0.0160	0.0090	0.018	0.008	0.002679	0.0030	0.01803	CUMPLE
2	3	0.0107	0.0039	0.011	0.008	0.002575			
2	3	0.0090	0.0051	0.010	0.007	0.002320	0.0026	0.01545	CUMPLE
1	3	0.0034	0.0013	0.004	0.004	0.001226			
1	3	0.0029	0.0017	0.003	0.003	0.001120	0.0012	0.00735	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 94** Derivas inelásticas con sismo dinámico en dirección en y

Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Deriva Elástica	Deriva Elástica	Valor Máx.	Deriva Inelástica NEC 15	Deriva < 0.02
	m								
8	3	0.0210	0.0438	0.049	0.003	0.00094			
8	3	0.0138	0.0582	0.060	0.004	0.00123	0.0012	0.00736	CUMPLE
7	3	0.0196	0.0413	0.046	0.004	0.00142			
7	3	0.0130	0.0546	0.056	0.005	0.00180	0.0018	0.01077	CUMPLE
6	3	0.0176	0.0376	0.042	0.006	0.00195			
6	3	0.0117	0.0494	0.051	0.007	0.00243	0.0024	0.01460	CUMPLE
5	3	0.0150	0.0323	0.036	0.007	0.00243			
5	3	0.0100	0.0423	0.043	0.009	0.00300	0.0030	0.01800	CUMPLE
4	3	0.0118	0.0258	0.028	0.008	0.00277			
4	3	0.0079	0.0335	0.034	0.010	0.00340	0.0034	0.02043	NO CUMPLE
3	3	0.0082	0.0183	0.020	0.009	0.00288			
3	3	0.0056	0.0236	0.024	0.011	0.00351	0.0035	0.02108	NO CUMPLE
2	3	0.0046	0.0105	0.011	0.008	0.00255			
2	3	0.0031	0.0133	0.014	0.009	0.00307	0.0031	0.01841	CUMPLE
1	3	0.0015	0.0035	0.004	0.004	0.00126			
1	3	0.0010	0.0044	0.004	0.004	0.00149	0.0015	0.00896	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor.*

### 3.9.4.5. Control de Irregularidad Torsional.

Para verificar la irregularidad torsional en planta, se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación establecida por el código normativo:

$$\Delta = 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

**Tabla 95 Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en x**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001412				
8	0.001049	0.0014	0.00123	1.148	CUMPLE
7	0.001952				
7	0.001466	0.0020	0.00171	1.142	CUMPLE
6	0.002536				
6	0.001915	0.0025	0.0223	1.140	CUMPLE
5	0.003026				
5	0.002293	0.0030	0.00266	1.138	CUMPLE
4	0.003325				
4	0.002529	0.0033	0.00293	1.136	CUMPLE
3	0.003319				
3	0.002536	0.0033	0.00293	1.134	CUMPLE
2	0.002795				
2	0.002152	0.0028	0.00247	1.130	CUMPLE
1	0.001311				
1	0.001021	0.0013	0.00117	1.124	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 96 Irregularidad torsional con sismo estático en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001194				
8	0.001102	0.0012	0.00110	1.040	CUMPLE
7	0.001778				
7	0.001591	0.0018	0.00165	1.055	CUMPLE
6	0.002392				
6	0.002113	0.0024	0.00223	1.062	CUMPLE
5	0.002910				
5	0.002552	0.0029	0.00272	1.066	CUMPLE
4	0.003255				
4	0.002835	0.0033	0.00305	1.069	CUMPLE
3	0.003331				
3	0.002874	0.0033	0.00314	1.074	CUMPLE
2	0.002912				
2	0.002476	0.0029	0.00277	1.081	CUMPLE
1	0.001437				
1	0.001196	0.0014	0.00138	1.091	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 97 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en x**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Promedio	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.001137				
8	0.000963	0.0011	0.00105	1.083	CUMPLE
7	0.001614				
7	0.001392	0.0016	0.00150	1.074	CUMPLE
6	0.002152				
6	0.001877	0.0022	0.00201	1.068	CUMPLE
5	0.002628				
5	0.002309	0.0026	0.00247	1.064	CUMPLE
4	0.002951				
4	0.002611	0.0030	0.00278	1.061	CUMPLE
3	0.003004				
3	0.002679	0.0030	0.00284	1.057	CUMPLE
2	0.002575				
2	0.002320	0.0026	0.00245	1.052	CUMPLE
1	0.001226				
1	0.001120	0.0012	0.00117	1.045	CUMPLE

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 98 Irregularidad torsional con sismo dinámico en dirección en y**

Piso	Deriva Elástica m/m	Valor Max	Deriva Inelástica Nec15	Torsión Excesiva	Torsión <1.2
8	0.000944	0.0012	0.00109	1.130	CUMPLE
8	0.001227				
7	0.001421	0.0018	0.00161	1.117	CUMPLE
7	0.001796				
6	0.001951	0.0024	0.00219	1.110	CUMPLE
6	0.002433				
5	0.002426	0.0030	0.00271	1.106	CUMPLE
5	0.003001				
4	0.002770	0.0034	0.00309	1.103	CUMPLE
4	0.003404				
3	0.002882	0.0035	0.00320	1.099	CUMPLE
3	0.003513				
2	0.002546	0.0031	0.00281	1.093	CUMPLE
2	0.003068				
1	0.001260	0.0015	0.00138	1.085	CUMPLE
1	0.001493				

*Fuente. Elaborado por autor*

Las tablas demuestran que no existe torsión excesiva por lo que la edificación no debe ser penalizada por Ax.

### 3.9.4.6. Control de índice de estabilidad $Q_i$ .

El índice de estabilidad  $Q_i$  no debe superar el 30%; si este valor es excedido, la edificación se considera potencialmente inestable, por lo que sería necesario aumentar su rigidez. El cálculo de  $Q_i$  se realiza mediante la siguiente ecuación.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

**Tabla 99 Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en x**

Piso	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0389	0.0098	0.040	0.002	0.001	500.86	83.99	0.49%	Cumple
7	3	0.0365	0.0093	0.038	0.004	0.001	1229.28	180.02	0.85%	Cumple
6	3	0.0328	0.0084	0.034	0.005	0.002	1957.71	259.55	1.25%	Cumple
5	3	0.0280	0.0072	0.029	0.006	0.002	2686.13	325.59	1.68%	Cumple
4	3	0.0221	0.0057	0.023	0.007	0.002	3414.55	379.65	2.06%	Cumple
3	3	0.0154	0.0041	0.016	0.007	0.002	4142.97	421.57	2.30%	Cumple
2	3	0.0086	0.0023	0.009	0.006	0.002	4871.39	449.72	2.18%	Cumple
1	3	0.0028	0.0008	0.003	0.003	0.001	5628.97	462.26	1.17%	Cumple

*Fuente. Elaborado por autor*

**Tabla 100** Índice de estabilidad con sismo dinámico en dirección en y

<i>Piso</i>	$h_i$	$U_x$	$U_y$	$U$	$\Delta E$	$\frac{\Delta E}{h_i}$	$P$	$V$	$Q_i$	
8	3	0.0095	0.0435	0.044	0.002	0.001	500.86	84.24	0.47%	Cumple
7	3	0.0089	0.0411	0.042	0.004	0.001	1229.28	179.88	0.90%	Cumple
6	3	0.0080	0.0373	0.038	0.005	0.002	1957.71	258.31	1.36%	Cumple
5	3	0.0068	0.0320	0.033	0.007	0.002	2686.13	323.17	1.86%	Cumple
4	3	0.0054	0.0255	0.026	0.008	0.003	3414.55	376.74	2.31%	Cumple
3	3	0.0038	0.0180	0.018	0.008	0.003	4142.97	419.23	2.62%	Cumple
2	3	0.0021	0.0102	0.010	0.007	0.002	4871.39	448.67	2.54%	Cumple
1	3	0.0007	0.0034	0.003	0.003	0.001	5628.97	462.25	1.40%	Cumple

**Fuente.** Elaborado por autor

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que no es necesario aplicar el factor de mayoración  $fp - \Delta$ , debido a que los resultados obtenidos presentan variaciones inferiores al 10 %, tal como ocurre en este caso.

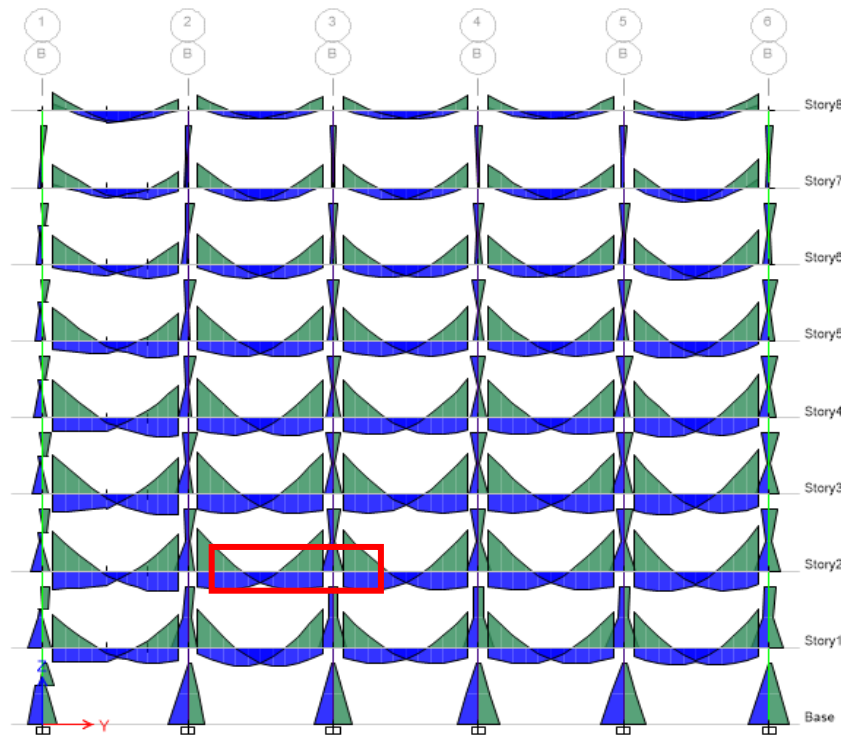
# CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 4.1. DISEÑO DE VIGAS DE LA EDIFICACIÓN.

### 4.1.1. Diseño de vigas – primera parte de la edificación.

#### 4.1.1.1. Diseño a Flexión.

**Ilustración 55** Momentos para el diseño utilizando la combinación 1.2D +L+SDY



*Fuente. ETABS, 2021*

Se selecciona la viga con dimensiones de 35x60 con solicitaciones más crítica la cual se ubica en el eje B entre los ejes 2-3.

Con las siguientes fórmulas se calcula el área de acero de refuerzo longitudinal que requiere la viga en la sección transversal.

**Tabla 101** Momentos de diseño de viga

Extr. Izquierdo	Centro	Extr. Derecho
-26.1548	6.2519	-25.9758
15.2077	7.2003	15.2077

**Fuente.** Elaborado por autor

$$k = \frac{0.85 * F'c * b * d}{fy}$$

$$As = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * Fy}} \right)$$

**Datos para hallar el acero:**

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \text{ NEC} - \text{SE} - \text{HM}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

- Extremo izquierdo de la viga**

$$Mu(-) = 26.1548 \text{ t} * \text{m} = 2615480 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mu(+) = 15.2077 \text{ t} * \text{m} = 1520770 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$k = \frac{0.85 * 280 * 40 * 55}{4200}$$

$$k = 124.67 \text{ cm}^2$$

$$As(-) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2615480 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(-) = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1520770 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(+) = 7.54 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho(-) = \frac{13.29 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 55 \text{ cm}}$$

$$\rho(-) = 0.00604$$

$$\rho(+) = \frac{7.54 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 55 \text{ cm}}$$

$$\rho(+) = 0.00342$$

### Cálculo de acero mínimo:

Se determina la cantidad mínima necesaria de acero de refuerzo longitudinal para flexión tomando el valor mayor entre las dos ecuaciones que se presentan a continuación:

$$A_{s_{min1}} = \frac{1.4}{f_y(\text{Mpa})} * b * d$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y(\text{Mpa})} * b * d$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{1.4}{411.88} * 40 * 55$$

$$A_{s_{min1}} = 7.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * 411.88} * 40 * 55$$

$$A_{s_{min2}} = 6.99 \text{ cm}^2$$

Se selecciona  $A_{s_{min1}} = 7.48 \text{ cm}^2$  y debe cumplir con:

$$A_s > A_{s_{min}}$$

$$A_s(-) > A_{s_{min}}$$

$$13.29 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$A_s(+) > A_{s_{min}}$$

$$7.54 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

### Cálculo de cuantía máxima:

Se verifica que la cuantía calculada no supere el límite máximo permitido en las zonas sísmicas.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Sustituyendo:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{27.46}{411.88} * \frac{0.003}{\frac{411.88}{200055.66} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.01428$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.00604 < 0.01428 \text{ Cumple}$$

$$As(-) = 3\emptyset 20 + 2\emptyset 18 = 14.5 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3\emptyset 18 = 7.62 \text{ cm}^2$$

### •Centro de la viga

$$Mu(-) = 6.2519 \text{ t} * \text{m} = 625190 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mu(+) = 7.2003 \text{ t} * \text{m} = 720030 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$k = \frac{0.85 * 280 * 40 * 55}{4200}$$

$$k = 124.67 \text{ cm}^2$$

$$As(-) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 625190 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(-) = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 720030 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(+) = 3.51 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cuantía de acero:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho(-) = \frac{3.04 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}$$

$$\rho(-) = 0.0014$$

$$\rho(+) = \frac{3.51 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}$$

$$\rho(+) = 0.0016$$

### **Cálculo de acero mínimo:**

Se determina la cantidad mínima necesaria de acero de refuerzo longitudinal para flexión tomando el valor mayor entre las dos ecuaciones que se presentan a continuación:

$$As_{min1} = \frac{1.4}{fy(Mpa)} * b * d$$

$$As_{min2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy(Mpa)} * b * d$$

$$As_{min1} = \frac{1.4}{411.88} * 40 * 55$$

$$As_{min1} = 7.48 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * 411.88} * 40 * 55$$

$$As_{min2} = 6.99 \text{ cm}^2$$

Se selecciona  $As_{min1} = 7.48 \text{ cm}^2$  y debe cumplir con:

$$As > As_{min}$$

$$As(-) > As_{min}$$

$$3.04 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ No Cumple}$$

$$As(+) > As_{min}$$

$$3.51 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ No Cumple}$$

Dado que el acero no cumple, se usará acero mínimo de 6.54 cm<sup>2</sup>

### **Cálculo de cuantía máxima:**

Se verifica que la cuantía calculada no supere el límite máximo permitido en las zonas sísmicas.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

**Sustituyendo:**

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{27.46}{411.88} * \frac{0.003}{\frac{411.88}{200055.66} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.01428$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.003399 < 0.01428 \text{ Cumple}$$

$$As(-) = 3\emptyset 20 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3\emptyset 18 = 7.62 \text{ cm}^2$$

- Extremo derecho de la viga**

$$Mu(-) = 25.9758 \text{ t} * m = 2597580 \text{ kg} * cm$$

$$Mu(+) = 15.2077 \text{ t} * m = 1520770 \text{ kg} * cm$$

$$k = \frac{0.85 * 280 * 40 * 55}{4200}$$

$$k = 124.67 \text{ cm}^2$$

$$As(-) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2597580 \text{ kg} * cm}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(-) = 13.19 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 124.67 \text{ cm}^2 * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1520770 \text{ kg} * cm}{0.9 * 124.67 \text{ cm}^2 * 55 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$As(+) = 7.54 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de cuantía de acero:**

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho(-) = \frac{13.19 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}$$

$$\rho(-) = 0.0060$$

$$\rho(+) = \frac{7.54 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}}$$

$$\rho(+) = 0.0034$$

### Cálculo de acero mínimo:

Se determina la cantidad mínima necesaria de acero de refuerzo longitudinal para flexión tomando el valor mayor entre las dos ecuaciones que se presentan a continuación:

$$A_{s_{min1}} = \frac{1.4}{f_y(Mpa)} * b * d$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y(Mpa)} * b * d$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{1.4}{411.88} * 40 * 55$$

$$A_{s_{min1}} = 7.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * 411.88} * 40 * 55$$

$$A_{s_{min2}} = 6.99 \text{ cm}^2$$

Se selecciona  $A_{s_{min1}} = 7.48 \text{ cm}^2$  y debe cumplir con:

$$A_s > A_{s_{min}}$$

$$A_s(-) > A_{s_{min}}$$

$$13.19 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$A_s(+) > A_{s_{min}}$$

$$7.54 \text{ cm}^2 > 7.48 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

### Cálculo de cuantía máxima:

Se verifica que la cuantía calculada no supere el límite máximo permitido en las zonas sísmicas.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Sustituyendo:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{27.46}{411.88} * \frac{0.003}{\frac{411.88}{200055.66} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.02856$$

$$\rho_{max} = 0.01428$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0060 < 0.01428 \text{ Cumple}$$

$$As(-) = 3\emptyset 20 + 2\emptyset 18 = 14.5 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3\emptyset 18 = 7.62 \text{ cm}^2$$

#### 4.1.1.2. Diseño a Corte

Para el diseño a cortante se aplicó una metodología basada en la distribución del acero longitudinal superior e inferior correspondiente a la viga más exigida del pórtico B, considerando además los efectos de la carga gravitacional determinada mediante la combinación de diseño:

#### Cargas lineales:

$$P_{pviga} = 576 \text{ kg/ml}$$

$$W_D = 644.01 \text{ kg/m}^2 * 5.4\text{m} = 3477.65\text{kg/m} = 34.78 \text{ kg/cm}$$

$$W_{pp} = 576 \text{ kg/ml} * 5.4\text{m} = 2721.6 \text{ kg/m} = 31.104 \text{ kg/cm}$$

$$W_l = 240 \text{ kg/m}^2 * 5.4\text{m} = 1296\text{kg/m} = 12.96 \text{ kg/cm}$$

$$W_u = 1.2W_D + W_l$$

$$W_u = 1.2(34.78 + 31.104) + 12.96 = 92.0208 \text{ kg/cm}$$

Una vez determinada la cantidad de acero requerida en la sección de la viga, se realiza el análisis correspondiente para definir los espaciamientos apropiados de los estribos, tanto en la zona crítica de longitud  $2h$  como en el resto del elemento estructural.

$$As = 14.5 \text{ cm}^2, \quad As' = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = 6.4 ; a' = 3.36$$

$$M_{pr1} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 39.43 \text{ tn} - m; \quad M'_{pr1} = 21.33 \text{ tn} - m$$

$$As = 14.5 \text{ cm}^2, \quad As' = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$a = 6.4 ; a' = 3.36$$

$$M_{pr1} = 39.43 \text{ tn} - m ; M'_{pr1} = 21.33 \text{ tn} - m$$

**Cortante equivalente:**

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_e = \frac{39.43 \text{ ton.m} + 21.33 \text{ ton.m}}{4.65\text{m}} \pm \frac{9.20208 * 4.65}{2} = 34.46 \text{ ton}$$

$$V'_e = \frac{39.43 \text{ ton.m} + 21.33 \text{ ton.m}}{4.65\text{m}} \pm \frac{9.20208 * 4.65}{2}$$

$$= 34.46 \text{ ton}$$

**Cortante de corte hiperestático:**

$$V_p = \left( \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} ; \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right)$$

$$V_{p1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{39.43 \text{ ton.m} + 21.33 \text{ ton.m}}{4.65\text{m}} = 13.07 \text{ tn}$$

$$V_{p2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{39.43 \text{ ton.m} + 21.33 \text{ ton.m}}{4.65\text{m}} = 13.07 \text{ tn}$$

$$V_p = (13.07 \text{ tn} ; 13.07 \text{ tn}) = 13.07$$

**Cortante Vu:**

$$V_u = V_e$$

$$V_u = 34.46 \text{ tn}$$

**Se debe cumplir que:**

$$\frac{\sum M_{pr}}{l_n} \geq 0.5V_u$$

$$13.07 \text{ ton} \geq 0.5 * 34.46 \text{ ton}$$

$$13.07 \text{ ton} \geq 17.23 \text{ ton}$$

*No cumple se debe calcular Vc*

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 40 * 55 = 19.51 \text{ tn}$$

**Separación de estribos dentro de la zona 2H:**

**Tabla 102** Criterio para la separación de estribos

<b>Dentro de zona 2H</b>	
$S \leq d/4$	13.75
$S \leq 6db$	10.8
$S \leq 20 \text{ cm}$	20

**Fuente.** Elaborado por autor

Se adopta un espaciamiento de 10 cm y, a continuación, se determina el área de la barra de refuerzo mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{34.46 \text{ tn}}{0.75} - 19.51 \text{ tn} = 26.44 \text{ tn}$$

$$\frac{A_v}{s} = 11.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

**Se provee  $1\phi 12 @ 10 \text{ cm}$ :**

$$A_v = 13.04 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.1\text{m} = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_{vprov} = \#ramales * A_{estribo} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 * \frac{b * s}{f_y} = 0.35 * \frac{40}{\frac{4200}{10}} * 10 = 0.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{vprov} > A_{vmin}$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.333 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_v}{s} * f_y * d$$

$$\phi V_s = 0.75 * \frac{2.26}{10} * 4200 * 55 = 39154.5 = 39.15 \text{ tn}$$

$$V_e \leq \phi(V_s + V_c)$$

$$34.46 \text{ tn} \leq 53.78 \text{ tn} \text{ "Cumple"}$$

### **Separación de estribos fuera de la zona 2H**

La normativa establece que en esta zona puede emplearse una separación igual a  $d/2$ . Como el valor de  $d$  es 55 cm, se obtiene  $S = 27.5$  cm. Sin embargo, se debe verificar el cumplimiento de la siguiente condición, la cual no cumple, por lo tanto, se adopta para el diseño un valor de  $S = 15$  cm.

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_v}{s} * f_y * d$$

$$\phi V_s = 0.75 * \frac{2.26}{15} * 4200 * 55 = 26103 = 26.103 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 14.63 \text{ tn}$$

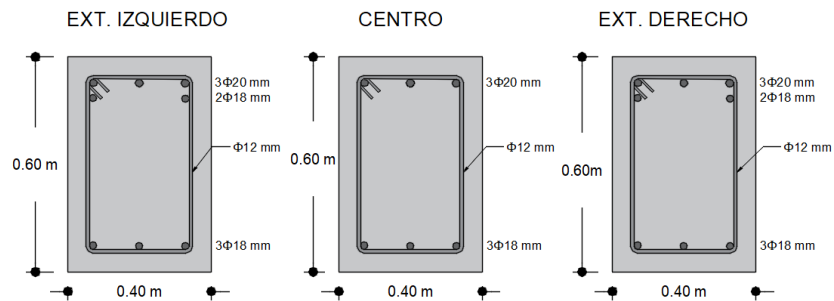
$$\phi V_n = 14.63 \text{ tn} + 26.103 \text{ tn} = 40.733 \text{ tn}$$

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$40.733 \text{ tn} \geq 34.46 \text{ tn} \text{ "Cumple"}$$

La sección de la viga quedaría de la siguiente manera:

**Ilustración 56** Armado de la viga 40x60



*Fuente. Elaborado por autor*

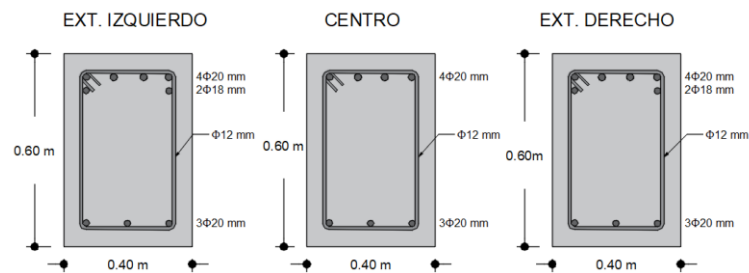
#### 4.1.2. Diseño de viga 40x60

**Tabla 103** Datos para viga de 40x60 – Eje X

VIGA 40x60									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm²)	(As)+ (cm²)	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo		-29.85	17.62		15.30	8.78	4Φ20mm 2Φ18mm	3Φ20mm	Zona 2H Φ12mm@10cm
Zona Media	2.36	6.43	7.41	37.2	7.47	7.47	4Φ20mm	2Φ20mm	fuera de zona 2H
Extremo Derecho		-27.74	17.62		14.15	8.78	4Φ20mm 2Φ18mm	3Φ20mm	Φ12mm@15cm

*Fuente. Elaborado por autor*

**Ilustración 57** Armado de la viga 40x60



*Fuente. Elaborado por autor*

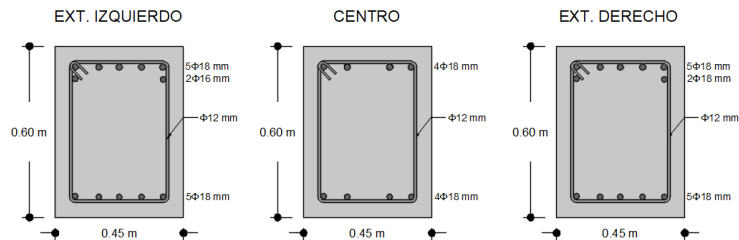
### 4.1.3. Diseño de viga 45x60

Tabla 104 Datos para viga de 45x60 – Eje X

VIGA 45x60									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm²)	(As)+ (cm²)	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo		-31.66	21.91		16.16	10.96	5Φ18mm 2Φ16mm	5Φ18mm	Zona 2H Φ12mm@9cm
Zona Media	2.36	5.66	6.91	39.86	8.41	8.41	3Φ20mm	4Φ18mm	fuera de zona 2H
Extremo Derecho		-34.29	21.91		17.59	10.96	5Φ18mm 2Φ18mm	5Φ18mm	Φ12mm@15cm

Fuente. Elaborado por autor.

Ilustración 58 Armado de la viga 45x60



Fuente. Elaborado por autor

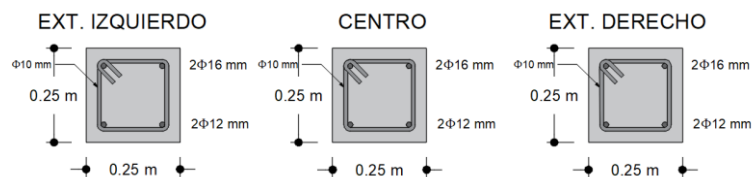
### 4.1.4. Diseño de viga 25x25

Tabla 105 Datos para viga de 25x25

VIGA 25x25									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm²)	(As)+ (cm²)	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo		2.74	1.05		3.67	1.78	2Φ16mm	2Φ12mm	Zona 2H Φ10mm@6 cm
Zona Media	2.36	0.43	1.01	6.63	1.78	1.78	2Φ16mm	2Φ12mm	fuera de zona 2H
Extremo Derecho		0.31	0.06		1.78	1.78	2Φ16mm	2Φ12mm	Φ10mm@10 cm

Fuente. Elaborado por autor

Ilustración 59 Armado de la viga 25x25



Fuente. Elaborado por autor.

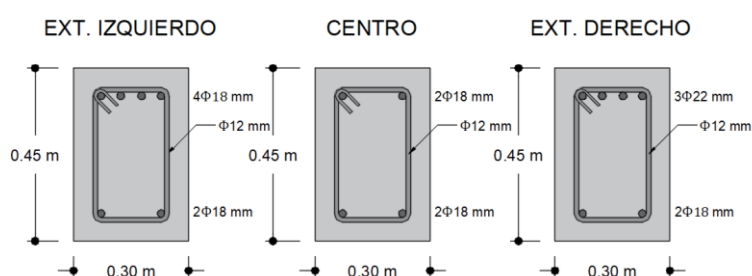
### 4.1.5. Diseño de viga 30x45

Tabla 106 Datos para viga de 30x45

VIGA 30X45									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm <sup>2</sup> )	(As)+ (cm <sup>2</sup> )	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo		-12.91	4.43		10.24	4.07	4Φ18mm	2Φ18mm	Zona 2H
Zona Media	5.4	2.6224	3.46	26.76	4.07	4.07	2Φ18mm	2Φ18mm	Φ12 mm@10cm Fuera de zona
Extremo Derecho		-13.26	4.08		10.55	4.07	4Φ18mm	2Φ18mm	2H Φ12 mm@15cm

Fuente. Elaborado por autor

Ilustración 60 Armado de la viga 30x45



Fuente. Elaborado por autor

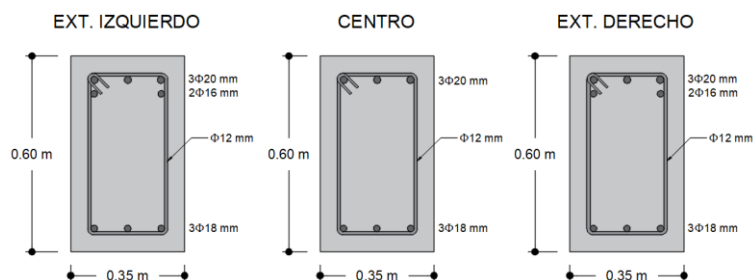
### 4.1.6. Diseño de viga 35x60 – Segunda parte de la edificación.

Tabla 107 Datos para viga de 35x60 – Eje X

VIGA 35X60									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm <sup>2</sup> )	(As)+ (cm <sup>2</sup> )	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo	5.4	-25.57	14.79		13.08	7.37	3Φ20mm 2Φ16mm	3Φ18mm	Zona 2H
Zona Media	5.4	5.93	6.53	32.71	6.54	6.54	2Φ20mm	3Φ18mm	Φ12 mm@9cm Fuera de zona
Extremo Derecho	5.4	-23.98	14.80		12.21	7.37	3Φ20mm 2Φ16mm	3Φ18mm	2H Φ12 mm@15cm

Fuente. Elaborado por autor.

Ilustración 61 Armado de la viga 35x60



Fuente. Elaborado por autor

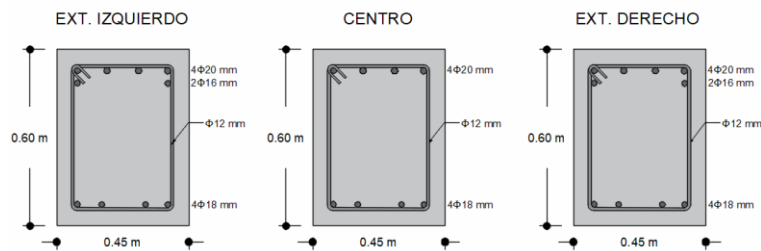
### 4.1.7. Diseño de viga 45x60

Tabla 108 Datos para viga de 45x60 – Eje Y

VIGA 45X60									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm <sup>2</sup> )	(As)+ (cm <sup>2</sup> )	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo	5.4	-32.12	19.62		16.41	9.77	4Φ20mm 2Φ16mm	4Φ18mm	Zona 2H Φ12 mm@9cm
Zona Media	5.4	6.51	6.94	38.44	8.41	8.41	2Φ20mm 2Φ26mm	4Φ18mm	Fuera de zona 2H
Extremo Derecho	5.4	-29.73	19.62		15.11	9.77	4Φ20mm 2Φ16mm	4Φ18mm	Φ12 mm@15cm

Fuente. Elaborado por autor

Ilustración 62 Armado de la viga 45x60



Fuente. Elaborado por autor

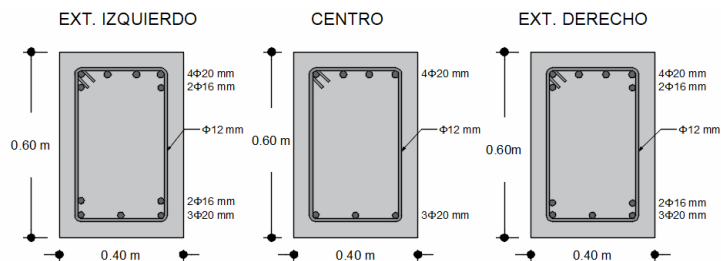
### 4.1.1. Diseño de viga 40x60 – Edificación Monolítica.

Tabla 109 Datos para viga de 40x60

VIGA 40X60									
Zona	L (m)	MU - (T·m)	MU + (T·m)	Vu (T)	(As)- (cm <sup>2</sup> )	(As)+ (cm <sup>2</sup> )	Barras Long -	Barras Long +	Estribo
Extremo Izquierdo	5.4	-32.04	25.13		16.51	12.73	4Φ20mm 2Φ16mm	3Φ20mm 2Φ16mm	Zona 2H Φ12 mm@9cm
Zona Media	5.4	3.12	3.77	38.9	7.47	7.47	4Φ20mm	3Φ20mm	Fuera de zona 2H
Extremo Derecho	5.4	-31.08	24.91		15.97	12.62	4Φ20mm 2Φ16mm	3Φ20mm 2Φ16mm	Φ12 mm@15cm

Fuente. Elaborado por autor.

Ilustración 63 Armado de la viga 40x60



Fuente. Elaborado por autor

**Adherencia y anclaje de varillas de acuerdo con el código ACI 318-19**

Para barras No. 22 o mayores, debe ser la mayor de:

$$ldh = \frac{fy * \psi_l * \psi_e * \psi_g}{5.3 * \lambda * \sqrt{f'c}} * db \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Para barras No. 19 o menores, debe ser la mayor de:

$$ldh = \frac{fy * \psi_l * \psi_e * \psi_g}{6.6 * \lambda * \sqrt{f'c}} * db \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Para barras Ø20 mm

$$ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1}{5.3 * 1 * \sqrt{280}} * 2 = 94.72 \text{ cm}, \quad ldh = 30 \text{ cm}$$
$$ldh = 94.72 \text{ cm} \approx 95 \text{ cm}$$

Para barras Ø18 mm

$$ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1}{6.6 * 1 * \sqrt{280}} * 1.8 = 68.45 \text{ cm}, \quad ldh = 30 \text{ cm}$$
$$ldh = 68.45 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Para barras Ø16 mm

$$ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1}{6.6 * 1 * \sqrt{280}} * 1.6 = 60.85 \text{ cm}, \quad ldh = 30 \text{ cm}$$
$$ldh = 60.85 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo,  $ldh$ , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de (a) hasta (c):

a)  $ldh = \frac{fy * \psi_e * \psi_r * \psi_o * \psi_c}{23 * \lambda * \sqrt{f'c}} * db^{1.5}$

b)  $ldh = 8db$

c)  $ldh = 150 \text{ mm}$

Para barras Ø20 mm con ganchos de 90°

a)  $ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1 * 0.87}{23 * 1 * \sqrt{280}} * 2^{1.5} = 26.85 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

b)  $ldh = 8 * 2 = 16 \text{ cm}$

c)  $ldh = 15 \text{ cm}$

$$ldh = 26.85 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Para barras Ø18 mm con ganchos de 90°

$$a) \text{ } ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1 * 0.87}{23 * 1 * \sqrt{280}} * 1.8^{1.5} = 22.93 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$b) \text{ } ldh = 8 * 1.8 = 14.4 \text{ cm}$$

$$c) \text{ } ldh = 15 \text{ cm}$$

$$ldh = 22.93 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Para barras Ø16 mm con ganchos de 90°

$$a) \text{ } ldh = \frac{4200 * 1 * 1 * 1 * 0.87}{23 * 1 * \sqrt{280}} * 1.6^{1.5} = 19.22 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$b) \text{ } ldh = 8 * 1.6 = 12.8 \text{ cm}$$

$$c) \text{ } ldh = 15 \text{ cm}$$

$$ldh = 22.93 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

## 4.2. DISEÑO DE COLUMNAS

La estructura con junta sísmica a proyectar presenta dos secciones las cuales cuentan con dos tipos de columna: la primera sección se compone por columnas de borde, estas poseen una sección de 65cm x 75cm, y por columnas internas cuya sección es de 70cm x 75cm; la segunda sección contiene columnas de borde cuya sección es de 60cm x 75cm, y las columnas internas tienen una sección de 65cm x 75cm. Todas las columnas conservan sus dimensiones transversales a lo largo de todos los niveles del edificio.

La edificación monolítica tiene columnas de borde con una sección de 70cm x 70cm y columnas internas con una sección de 75cm x 75cm.

Para el diseño se considerarán las cargas correspondientes al primer piso.

### 4.2.1. Columna Interna de 70X75 – primera parte de la edificación.

A continuación, se verifica que la sección cumpla con las secciones mínimas estipuladas en la normativa NEC 15 para hormigón armado.

$$(h_{c1}; h_{c2}) > 300 \text{ mm}$$

$$(700 \text{ mm}; 750 \text{ mm}) > 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\text{Dimension menor}}{\text{Dimension perpendicular}} > 0.4$$

$$\frac{700 \text{ mm}}{750 \text{ mm}} > 0.4$$

$$0.933 > 0.4 \text{ Cumple}$$

#### 4.2.1.1. Refuerzo longitudinal.

Para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal se considera una cuantía mínima del 1% del área total de la sección, asegurando que el acero calculado sea suficiente según lo exigido por la normativa vigente.

$$A_{sdiseño} = \rho * b * h = 0.01 * 70 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 52.5 \text{ cm}^2$$

Para la sección se evalúa una configuración con 4 barras de 25 mm y 16 barras de 22 mm distribuidas uniformemente.

**Ecuación 28**

$$A_{spropuesto} = 4 * A_{s\phi 25} + 16 * A_{s\phi 22} = 4 * 4.91 + 16 * 3.80 \text{ cm}^2$$

$$= 80.44 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{spropuesto}}{b * h} = \frac{80.44 \text{ cm}^2}{70 \text{ cm} * 75 \text{ cm}} = 0.0153$$

El acero propuesto es mayor al acero de diseño, el cual tiene una cuantía del 1.53%, estando dentro del rango de la normativa.

$$A_{spropuesto} \geq A_{sdiseño}$$

$$80.44 \text{ cm}^2 \geq 52.5 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras se calcula a continuación:

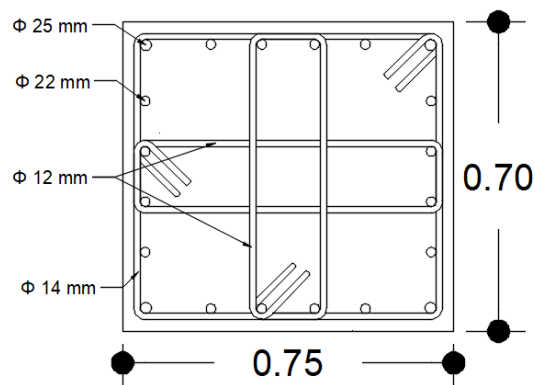
**Ecuación 29**

$$S = \frac{(h - 2 * r - (\#varillas * diametro \text{ de } varilla))}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

$$S = \frac{(70 - (2 * 4) - (6 * 2.5))}{5} = 9.4 \text{ cm "Cumple"}$$

$$S = \frac{(75 - (2 * 4) - (6 * 2.5))}{5} = 10.4 \text{ cm "Cumple"}$$

**Ilustración 64** Armado de columna de 70x75



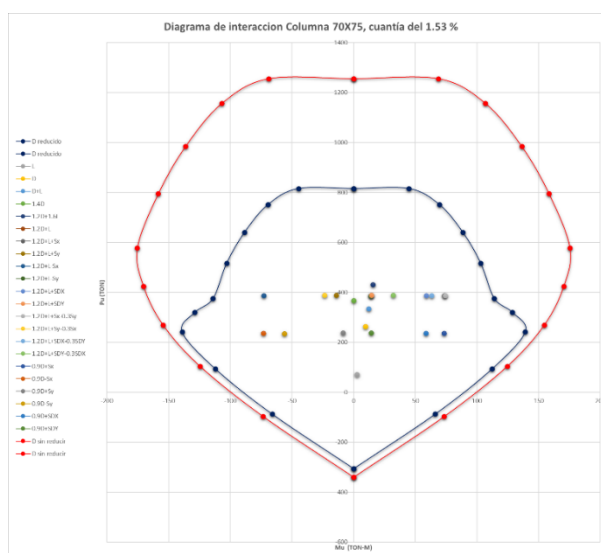
**Fuente.** Elaborado por autor.

**Tabla 110 Cargas de momento de la columna**

C diseño	Pu	Mu	C diseño	Pu	Mu
L	72.1201	2.6036	1.2D+L+SDY	388.2394	14.3773
D	262.8637	9.5262	1.2D+L+Sx-0.3Sy	387.2695	74.1633
					-
D+L	334.9838	12.1398	1.2D+L+Sy-0.3Sx	388.5069	23.4817
1.4D	368.0092	0.0434	1.2D+L+SDX-0.3SDY	387.9663	63.1142
1.2D+1.6L	430.8287	15.6132	1.2D+L+SDY-0.3SDX	388.3009	31.9396
1.2D+L	387.5566	14.1451	0.9D+Sx	236.5752	73.2541
					-
1.2D+L+Sx	387.5544	73.5977	0.9D-Sx	236.5795	73.1983
					-
1.2D+L+Sy	388.5063	14.0795	0.9D+Sy	237.527	-8.608
					-
1.2D+L-Sx	387.5587	72.8548	0.9D-Sy	235.6276	56.1194
1.2D+L-Sy	386.6069	14.0106	0.9D+SDX	236.7822	58.5689
1.2D+L+SDX	387.7615	58.9124	0.9D+SDY	237.2602	14.0338

*Fuente. Elaborado por autor*

**Ilustración 65 Diagrama de interacción**



*Fuente. Elaborado por autor.*

#### 4.2.1.2. Refuerzo Transversal

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db1} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi_{db2} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{dbestribo} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\phi_{dbestribo} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento, la cual se debe adoptar el valor máximo entre:

$$L_o = H_c = 75 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{L_c}{6} = \frac{240 \text{ cm}}{6} = 40$$

$$L_o = 45 \text{ cm}$$

$$L_o = 75 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$ , se debe adoptar el valor mínimo entre:

$$S_o = \frac{B_c}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3} = 13 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, se debe adoptar el mínimo entre:

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$A_{ch} = 62 \text{ cm} * 67 \text{ cm} = 4154 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 70 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 5250 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.3 * \left( \frac{5250}{4154} - 1 \right) * \frac{280}{4200}$$

$$A_{sh1} = 0.0052$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006 \text{ "Controla"}$$

$$A_{sh1requerido} = A_{sh} * bc1 * s = 0.006 * 62 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2requerido} = A_{sh} * bc2 * s = 0.006 * 67 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.82 \text{ cm}^2$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$A_{sh1prov} = Nramales * As estribo = 2 * 1.54 + 2 * 1.13$$

$$= 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2prov} = Nramales * As estribo = 2 * 1.54 + 2 * 1.13$$

$$= 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} \geq A_{sh1requerido}$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.46 \text{ cm}^2$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.82 \text{ cm}^2$$

## 4.2.2. Columna de borde 65x75 – primera parte de la edificación.

A continuación, se verifica que la sección cumpla con las secciones mínimas estipuladas en la normativa NEC 15 para hormigón armado.

$$(h_{c1}; h_{c2}) > 300 \text{ mm}$$

$$(650\text{mm}; 750\text{mm}) > 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\text{Dimension menor}}{\text{Dimension perpendicular}} > 0.4$$

$$\frac{650 \text{ mm}}{750 \text{ mm}} > 0.4$$

$$0.86 > 0.4 \text{ Cumple}$$

### 4.2.2.1. Refuerzo longitudinal

Para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal se considera una cuantía mínima del 1% del área total de la sección, asegurando que el acero calculado sea suficiente según lo exigido por la normativa vigente.

$$A_{sdiseño} = \rho * b * h = 0.01 * 65 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 48.75 \text{ cm}^2$$

Para la sección se evalúa una configuración con 4 barras de 28 mm y 14 barras de 25mm distribuidas uniformemente.

$$A_{spropuesto} = 4 * A_{s\phi 25} + 14 * A_{s\phi 22} = 4 * 4.91 + 16 * 3.80 \text{ cm}^2$$

$$= 80.44 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{spropuesto}}{b * h} = \frac{80.44 \text{ cm}^2}{65 \text{ cm} * 75 \text{ cm}} = 0.0165$$

El acero propuesto es mayor al acero de diseño, el cual tiene una cuantía del 15%, estando dentro del rango de la normativa.

$$A_{spropuesto} \geq A_{sdiseño}$$

$$80.44 \text{ cm}^2 \geq 45.5 \text{ cm}^2$$

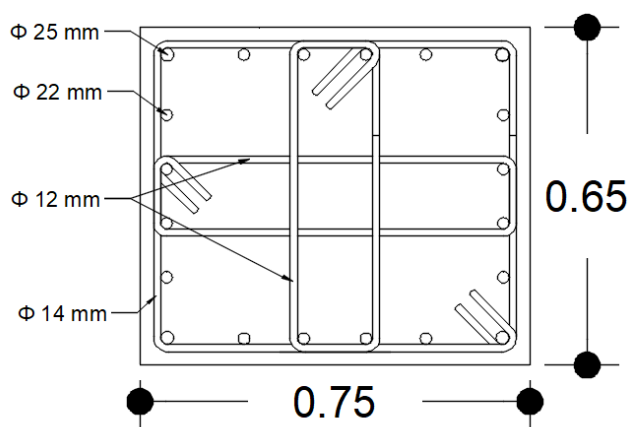
El espaciamiento entre barras se calcula a continuación:

$$S = \frac{(h - 2 * r - (\#varillas * diametro \ de \ varilla))}{\# \ espacios \ entre \ varillas}$$

$$S = \frac{(75 - (2 * 4) - (6 * 2.5))}{5} = 10.4 \text{ cm "Cumple"}$$

$$S = \frac{(65 - (2 * 4) - (5 * 2.5))}{4} = 11.125 \text{ cm "Cumple"}$$

**Ilustración 66** Armado de columna de 65x75



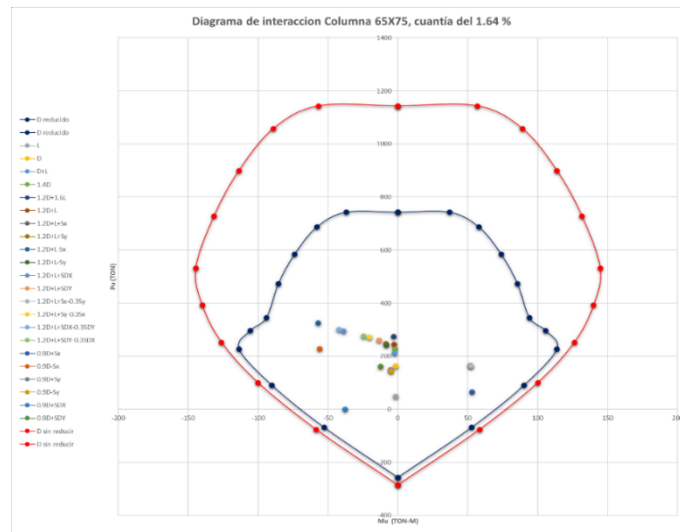
*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 111** Cargas de momento de la columna

C diseño	Pu	Mu	C diseño	Pu	Mu
L	49.6507	-1.7249	1.2D+L+SDY	260.5785	-13.632
D	163.0783	-1.6258	1.2D+L+Sx-0.3Sy	163.3479	52.158
D+L	212.729	-2.406	1.2D+L+Sy-0.3Sx	272.3803	-20.3277
1.4D	228.3096	-2.2761	1.2D+L+SDX- 0.3SDY	300.5986	-42.2634
1.2D+1.6L	275.135	-3.1992	1.2D+L+SDY- 0.3SDX	275.7836	-24.5106
1.2D+L	245.3446	-2.7311	0.9D+Sx	65.577	53.0535
1.2D+L+Sx	164.1512	51.7855	0.9D-Sx	228.9639	-55.9799
1.2D+L+Sy	248.0223	-8.6163	0.9D+Sy	149.4481	-5.1918
1.2D+L-Sx	326.5381	-57.2478	0.9D-Sy	144.0928	-5.0058
1.2D+L-Sy	242.667	-8.4303	0.9D+SDX	1.97.4542	-37.7253
1.2D+L+SDX	296.0284	-38.9932	0.9D+SDY	162.0043	-12.3641

*Fuente. Elaborado por autor.*

### Ilustración 67 Diagrama de interacción



Fuente. Elaborado por autor

#### 4.2.2.2. Refuerzo Transversal

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{destr} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\phi_{destr} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento, la cual se debe adoptar el valor máximo entre:

$$L_o = H_c = 75 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{L_c}{6} = \frac{240 \text{ cm}}{6} = 40$$

$$L_o = 45 \text{ cm}$$

$$L_o = 75 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$ , se debe adoptar el valor mínimo entre:

$$S_o = \frac{B_c}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3} = 13 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, se debe adoptar el mínimo entre:

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$A_{ch} = 57 \text{ cm} * 67 \text{ cm} = 3819 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 65 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 4875 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.3 * \left( \frac{4875}{3819} - 1 \right) * \frac{280}{4200}$$

$$A_{sh1} = 0.0055$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006 \text{ "Controla"}$$

$$A_{sh1requerido} = A_{sh} * bc1 * s = 0.006 * 57 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.104 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1requerido} = A_{sh} * hc1 * s = 0.006 * 67 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.824 \text{ cm}^2$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$A_{sh1prov} = Nramales * A_s \text{ estribo} = 2 * 1.54 + 2 * 1.13 \\ = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} = Nramales * A_s \text{ estribo} = 2 * 1.54 + 2 * 1.13 \\ = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} \geq A_{sh1requerido}$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.104 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.824 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

### 4.2.3. Columna interna de 65x75 – 2da parte de la edificación.

A continuación, se verifica que la sección cumpla con las secciones mínimas estipuladas en la normativa NEC 15 para hormigón armado.

$$(h_{c1}; h_{c2}) > 300 \text{ mm}$$

$$(650\text{mm}; 750\text{mm}) > 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\text{Dimension menor}}{\text{Dimension perpendicular}} > 0.4$$

$$\frac{650 \text{ mm}}{750 \text{ mm}} > 0.4$$

$$0.86 > 0.4 \text{ Cumple}$$

#### 4.2.3.1. Refuerzo longitudinal

Para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal se considera una cuantía mínima del 1% del área total de la sección, asegurando que el acero calculado sea suficiente según lo exigido por la normativa vigente.

$$A_{sdiseño} = \rho * b * h = 0.01 * 65 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 48.75 \text{ cm}^2$$

Para la sección se evalúa una configuración con 4 barras de 28 mm y 14 barras de 25mm distribuidas uniformemente.

$$A_{spropuesto} = 4 * A_{s\phi 25} + 14 * A_{s\phi 22} = 4 * 4.91 + 16 * 3.80 \text{ cm}^2 \\ = 80.44 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{spropuesto}}{b * h} = \frac{80.44 \text{ cm}^2}{65 \text{ cm} * 75 \text{ cm}} = 0.0165$$

El acero propuesto es mayor al acero de diseño, el cual tiene una cuantía del 15%, estando dentro del rango de la normativa.

$$A_{spropuesto} \geq A_{sdiseño}$$

$$80.44 \text{ cm}^2 \geq 45.5 \text{ cm}^2$$

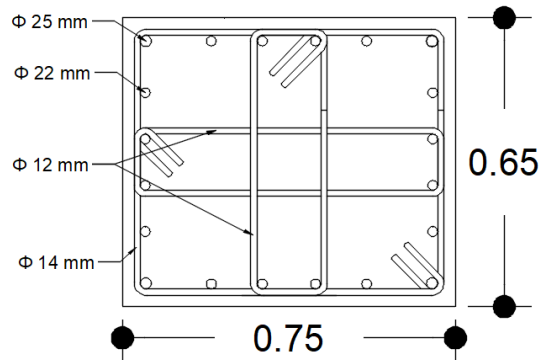
El espaciamiento entre barras se calcula a continuación:

$$S = \frac{(h - 2 * r - (\#varillas * diametro \text{ de } varilla))}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

$$S = \frac{(75 - (2 * 4) - (6 * 2.5))}{5} = 10.4 \text{ cm "Cumple"}$$

$$S = \frac{(65 - (2 * 4) - (5 * 2.5))}{4} = 11.125 \text{ cm "Cumple"}$$

**Ilustración 68** Armado de columna de 65x75



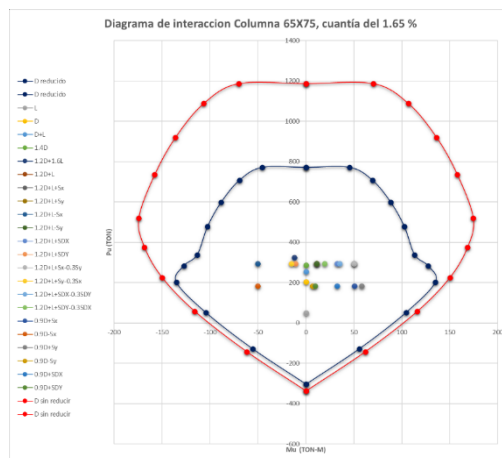
*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 112** Cargas de momento de la columna

C diseño	Pu	Mu	C diseño	Pu	Mu
L	49.4866	-0.014	1.2D+L+SDY	294.6811	-11.1213
D	204.2727	0.013	1.2D+L+Sx-0.3Sy	294.9909	50.3299
D+L	253.7593	-0.0011	1.2D+L+Sy-0.3Sx	294.5007	-15.097
1.4D	285.9818	0.0181	1.2D+L+SDX-0.3SDY	294.8583	35.148
1.2D+1.6L	324.308	-12.2393	1.2D+L+SDY-0.3SDX	294.7484	19.3482
1.2D+L	294.6138	11.1187	0.9D+Sx	184.2225	50.34
1.2D+L+Sx	294.9909	50.3299	0.9D-Sx	183.4683	-50.3167
1.2D+L+Sy	294.6138	11.1187	0.9D+Sy	183.8454	58.0514
1.2D+L-Sx	294.2368	-50.3269	0.9D-Sy	183.8454	6.9383
1.2D+L-Sy	294.6138	11.1187	0.9D+SDX	184.0697	32.2552
1.2D+L+SDX	294.8382	32.246	0.9D+SDY	183.9127	9.685

*Fuente. Elaborado por autor*

**Ilustración 69** Diagrama de interacción



*Fuente. Elaborado por autor*

#### 4.2.3.2. Refuerzo Transversal

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{destr} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\phi_{destr} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento, la cual se debe adoptar el valor máximo entre:

$$L_o = H_c = 75 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{L_c}{6} = \frac{240 \text{ cm}}{6} = 40$$

$$L_o = 45 \text{ cm}$$

$$L_o = 75 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$ , se debe adoptar el valor mínimo entre:

$$S_o = \frac{B_c}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3} = 13 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, se debe adoptar el mínimo entre:

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$A_{ch} = 57 \text{ cm} * 67 \text{ cm} = 3819 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 65 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 4875 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} = 0.3 * \left( \frac{4875}{3819} - 1 \right) * \frac{280}{4200}$$

$$A_{sh1} = 0.0055$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'c}{fy} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006 \text{ "Controla"}$$

$$A_{sh1requerido} = A_{sh} * bc1 * s = 0.006 * 57 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.104 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1requerido} = A_{sh} * hc1 * s = 0.006 * 67 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ = 4.824 \text{ cm}^2$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$A_{sh1prov} = Nramales * As estribo = 2 * 1.54 + 2 * 1.13 \\ = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} = Nramales * As estribo = 2 * 1.54 + 2 * 1.13 \\ = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} \geq A_{sh1requerido}$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.104 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

$$5.34 \text{ cm}^2 \geq 4.824 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

#### **4.2.4. Columna de borde 60x75 – 2da parte de la edificación.**

A continuación, se verifica que la sección cumpla con las secciones mínimas estipuladas en la normativa NEC 15 para hormigón armado.

$$(h_{c1}; h_{c2}) > 300 \text{ mm}$$

$$(600 \text{ mm}; 750 \text{ mm}) > 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\text{Dimension menor}}{\text{Dimension perpendicular}} > 0.4$$

$$\frac{600 \text{ mm}}{750 \text{ mm}} > 0.4$$

$$0.8 > 0.4 \text{ Cumple}$$

#### 4.2.4.1. Refuerzo longitudinal

Para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal se considera una cuantía mínima del 1% del área total de la sección, asegurando que el acero calculado sea suficiente según lo exigido por la normativa vigente.

$$A_{sdiseño} = \rho * b * h = 0.01 * 60 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 45 \text{ cm}^2$$

Para la sección se evalúa una configuración con 4 barras de 22 mm en las esquinas y 14 barras de 22 mm distribuidas uniformemente.

$$A_{spropuesto} = 4 * A_{s\phi 22} + 14 * A_{s\phi 22} = 18 * 3.80 \text{ cm}^2 = 68.4 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{spropuesto}}{b * h} = \frac{68.4 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm} * 75 \text{ cm}} = 0.0152$$

El acero propuesto es mayor al acero de diseño, el cual tiene una cuantía del 1.52%, estando dentro del rango de la normativa.

$$A_{spropuesto} \geq A_{sdiseño}$$

$$68.4 \text{ cm}^2 \geq 45 \text{ cm}^2$$

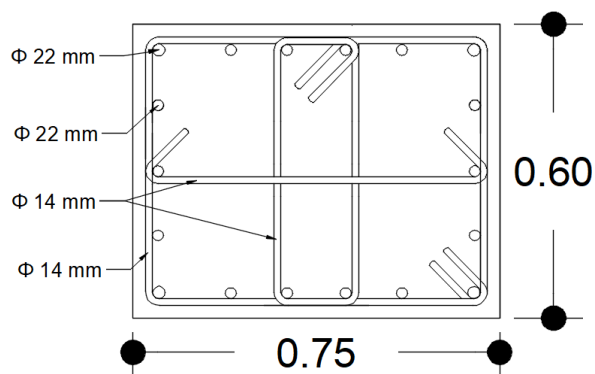
El espaciamiento entre barras se calcula a continuación:

$$S = \frac{(h - 2 * r - (\#varillas * diametro \ de \ varilla))}{\# \ espacios \ entre \ varillas}$$

$$S = \frac{(60 - (2 * 4) - (5 * 2.2))}{4} = 10.25 \text{ cm "Cumple"}$$

$$S = \frac{(75 - (2 * 4) - (6 * 2.2))}{5} = 10.76 \text{ cm "Cumple"}$$

**Ilustración 70** Armado de columna de 60x75



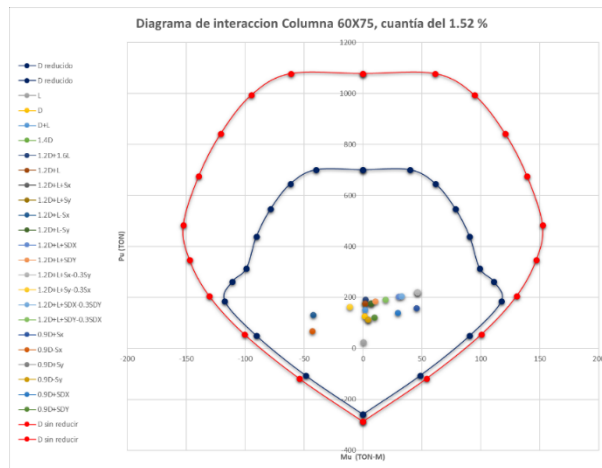
**Fuente.** Elaborado por autor.

**Tabla 113 Cargas de momento de la columna**

C diseño	Pu	Mu	C diseño	Pu	Mu
L	25.3349	0.3518	1.2D+L+SDY	184.1576	10.3095
D	125.7004	1.21	1.2D+L+Sx-0.3Sy	220.5156	46.0469
D+L	151.0353	1.5618	1.2D+L+Sy-0.3Sx	162.8732	-11.4691
1.4D	175.9605	1.694	1.2D+L+SDX-0.3SDY	205.1777	32.7077
1.2D+1.6L	191.3763	2.0149	1.2D+L+SDY-0.3SDX	192.1399	18.8152
1.2D+L	176.1753	1.8038	0.9D+Sx	157.4706	45.3321
1.2D+L+Sx	220.5156	46.0469	0.9D-Sx	68.79	-43.1541
1.2D+L+Sy	176.1753	6.6489	0.9D+Sy	113.1303	4.2695
1.2D+L-Sx	131.835	-42.4393	0.9D-Sy	113.1303	4.2695
1.2D+L-Sy	176.1753	6.6489	0.9D+SDX	139.738	29.4413
1.2D+L+SDX	202.783	30.156	0.9D+SDY	121.1126	9.5947

*Fuente. Elaborado por autor*

**Ilustración 71 Diagrama de interacción**



*Fuente. Elaborado por autor.*

#### 4.2.4.2. Refuerzo Transversal

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 1.2 \text{ cm}$$

Longitud de la zona de confinamiento, la cual se debe adoptar el valor máximo entre:

$$Lo = Hc = 75 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{L_c}{6} = \frac{240 \text{ cm}}{6} = 40$$

$$L_o = 45 \text{ cm}$$

$$L_o = 75 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre estribos en la zona de confinamiento  $L_o$ , se debe adoptar el valor mínimo entre:

$$S_o = \frac{B_c}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3} = 14 \text{ cm} \approx \text{no puede exceder de } 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento, se debe adoptar el mínimo entre:

$$S_o = 6db = 6 * 2.2 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

$$S_o = 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 12 \text{ cm}$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$A_{ch} = 52 \text{ cm} * 67 \text{ cm} = 3484 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 60 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 4500 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.3 * \left( \frac{4500}{3484} - 1 \right) * \frac{280}{4200}$$

$$A_{sh1} = 0.00583 \text{ "Controla"}$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.09 * \frac{280}{4200} = 0.006$$

$$\begin{aligned} A_{sh1 \text{ requerido}} &= A_{sh} * bc1 * s = 0.0066 * 52 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ &= 4.12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1 \text{ requerido}} &= A_{sh} * hc1 * s = 0.0066 * 67 \text{ cm} * 12 \text{ cm} \\ &= 5.31 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$A_{sh1prov} = N_{ramales} * A_s \text{ estribo} = 3 * 1.54 \text{ cm}^2 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} = N_{ramales} * A_s \text{ estribo} = 4 * 1.54 \text{ cm}^2 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} \geq A_{sh1requerido}$$

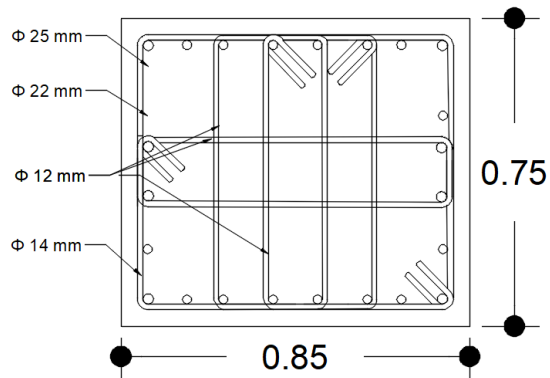
$$4.62 \text{ cm}^2 \geq 4.12 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

$$6.16 \text{ cm}^2 \geq 5.31 \text{ cm}^2 \text{ "Cumple"}$$

#### 4.2.5. Columna Interna de 75x75 Edificación

##### Monolítica

Ilustración 72 Armado de columna de 75x85

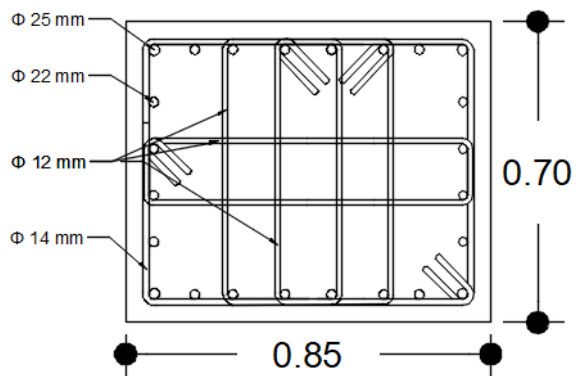


Fuente. Elaborado por autor.

#### 4.2.6. Columna de borde 70x85 – Edificación

##### Monolítica.

Ilustración 73 Armado de columna de 70x70



Fuente. Elaborado por autor.

### 4.3. COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL.

Para garantizar un comportamiento sísmico seguro y predecible, se calculan los momentos nominales de vigas y columnas a partir del acero longitudinal y se compara la capacidad de ambos elementos bajo condiciones sísmicas. El objetivo es asegurar que las vigas se deformen primero de manera plástica, mientras que las columnas permanezcan en un rango elástico.

#### 4.3.1. Verificación columna fuerte – viga débil del primer bloque.

Se verifica que en el pórtico del eje B, la columna de 70 x 75 cm y la viga de 35 x 60 cm cumplen con este criterio.

**Tabla 114** Datos de Columnas

Columna de 70x75		Columna de 70x75	
Planta baja c1		Planta alta c2	
F'c	280 kg/cm <sup>2</sup>	F'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
h col	75 cm	h col	75 cm
B col	70 cm	B col	70 cm
r	4 cm	r	4 cm
d	66 cm	d	66 cm
φ	0.9	Φ	0.9

*Fuente. Elaborado por autor.*

**Tabla 115** Datos de vigas

Viga de 40 cm x 60 cm	
Recubrimiento	5
F'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Hv	60 cm
Bv	45 cm
d	55
As superior	15.7 cm <sup>2</sup>
As inferior	9.42 cm <sup>2</sup>

*Fuente. Elaborado por autor.*

#### Cálculo de los momentos nominales de la viga

Cálculo del ancho efectivo y momento de la parte superior de la viga.

$$a_1 = \frac{A_{s.sup} * fy}{0.85 * f'cb} = \frac{15.7 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = A_s fy \left( d - \frac{a}{2} \right) = 15.7 * 4200 * \left( 55 - \frac{6.16}{2} \right)$$

$$= 3423604.8 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del ancho efectivo y momento de la parte inferior de la viga.

$$a_1 = \frac{A_{s.inf} * fy}{0.85 * f'cb} = \frac{9.42 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 3.69 \text{ cm}$$

$$M_{v2} = A_s fy \left( d - \frac{a}{2} \right) = 9.42 * 4200 * \left( 55 - \frac{3.69}{2} \right)$$

$$= 2103024.42 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = M_{n.sup} + M_{n.inf}$$

$$\sum Mv = 3423604.8 + 2103024.42 = 5526629.22 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = 55.27 \text{ tn} - \text{m}$$

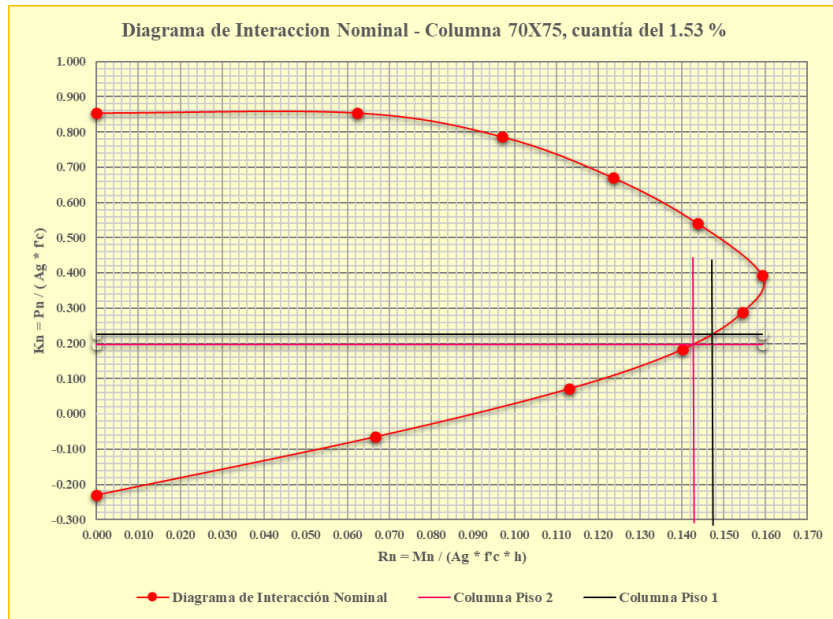
### Cálculo del momento nominal de las columnas

**Tabla 116** Datos para la construcción del diagrama de interacción nominal

<b>Pn (T)</b>	<b>Mn (T-m)</b>	<b>Kn</b>	<b>Rn</b>
1255.7861	0	0.8543	0.0000
1255.7861	68.7717	0.8543	0.0624
1156.723	106.8644	0.7869	0.0969
984.6459	136.31	0.6698	0.1236
795.5287	158.4052	0.5412	0.1437
578.3248	175.4178	0.3934	0.1591
423.8388	170.3586	0.2883	0.1545
269.0626	154.502	0.1830	0.1401
104.4838	124.613	0.0711	0.1130
-96.5956	73.4018	-0.0657	0.0666
-339.3801	0	-0.2309	0.0000

**Fuente.** Elaborado por autor.

**Ilustración 74. Diagrama de Interacción Nominal – Columna 70x75**



**Fuente.** Elaborado por autor.

### Momento Nominal Columna Superior

$$Pn = 289.5882 \text{ Tn} \rightarrow \text{Etabs}$$

$$Kn = \frac{Pn}{F'c * Ag} = \frac{289.5882 \text{ tn} * 1000}{280 * (70 * 75)} = 0.1970$$

$$Rn = 0.1427$$

$$Rn = \frac{Mn}{F'c * Ag * h} \rightarrow Mn = Rn * F'c * Ag * h$$

$$Mn = 0.1427 * 280 * 70 * 75 * 75 = 15732675 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 157.33 \text{ Tn} - \text{m}$$

### Momento Nominal Columna Inferior

$$Pn = 332.2942 \text{ tn} \rightarrow \text{Etabs}$$

$$Kn = \frac{Pn}{F'c * Ag} = \frac{332.2942 \text{ tn} * 1000}{280 * (70 * 75)} = 0.22605$$

$$Rn = 0.147$$

$$Rn = \frac{Mn}{F'c * Ag * h} \rightarrow Mn = Rn * F'c * Ag * h$$

$$Mn = 0.147 * 280 * 70 * 75 * 75 = 16206750 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 162.07 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\sum MC = 319.39 \text{ tn} - m$$

Verificación de criterio columna fuerte – viga débil.

$$\sum MC \geq \frac{6}{5} \sum Mv$$

$$319.39 \text{ tn} - m \geq 1.20 * 55.27 \text{ tn} - m$$

$$\frac{\text{Capacidad de Columna}}{\text{Capacidad de Viga}} \geq 1.20$$

$$5.78 \geq 1.20 \text{ "Cumple"}$$

$$\text{Ratio} = \frac{1.2 * \text{Capacidad de Viga}}{\text{Capacidad de Columna}} = \frac{66.32}{319.39 \text{ tn}} = 0.21$$

$$< 1 \text{ "Cumple"}$$

#### 4.3.2. Verificación columna fuerte – viga débil del segundo bloque.

Tabla 117 Datos de Columnas

Columna de 65x75 Planta baja c1		Columna de 65x75 Planta alta c2	
F'c	280	F'c	280
Fy	4200	Fy	4200
Hb	65	Hb	65
Hc	75	Hc	75
r	4	r	4
d	61	d	61
φ	0.9	Φ	0.9

*Fuente. Elaborado por autor.*

Tabla 118 Datos de vigas

Viga de 35 cm x 60 cm	
Recubrimiento	5
F'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Hv	60 cm
Bv	45 cm
d	55
As superior	15.24 cm <sup>2</sup>
As inferior	7.62 cm <sup>2</sup>

*Fuente. Elaborado por autor.*

### Cálculo de los momentos nominales de la viga

Cálculo del ancho efectivo y momento de la parte superior de la viga.

$$a_1 = \frac{A_{s.sup} * fy}{0.85 * f'cb} = \frac{15.24 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 5.98 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = A_s fy \left( d - \frac{a}{2} \right) = 15.24 * 4200 * \left( 55 - \frac{5.98}{2} \right) \\ = 3329056.08 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del ancho efectivo y momento de la parte inferior de la viga.

$$a_1 = \frac{A_{s.inf} * fy}{0.85 * f'cb} = \frac{9.42 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 3.69 \text{ cm}$$

$$M_{v2} = A_s fy \left( d - \frac{a}{2} \right) = 9.42 * 4200 * \left( 55 - \frac{3.69}{2} \right) \\ = 2103024.42 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = M_{n.sup} + M_{n.inf}$$

$$\sum Mv = 3329056.08 + 2103024.42 = 5432080.5 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = 54.32 \text{ tn} - \text{m}$$

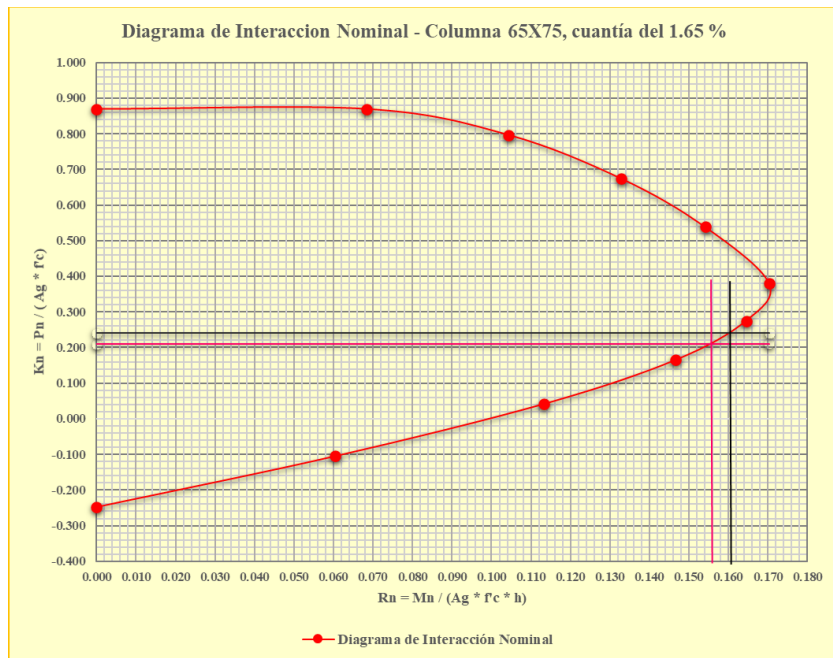
### Cálculo del momento nominal de las columnas

**Tabla 119** Datos para la construcción del diagrama de interacción nominal

<b>Pn (T)</b>	<b>Mn (T-m)</b>	<b>Kn</b>	<b>Rn</b>
1187.2038	0	1.0036	0.0000
1187.2038	70.0622	1.0036	0.0911
1087.9079	106.8169	0.9196	0.1389
920.2679	136.0827	0.7779	0.1770
735.3167	157.8045	0.6216	0.2052
519.9048	174.3437	0.4395	0.2267
375.5575	168.3991	0.3175	0.2190
225.3706	150.0598	0.1905	0.1951
57.5548	116.0504	0.0487	0.1509
-142.9055	61.8107	-0.1208	0.0804
-337.8984	0	-0.2856	0.0000

**Fuente.** Elaborado por autor.

**Ilustración 75. Diagrama de Interacción Nominal – Columna 65x75**



**Fuente.** Elaborado por autor.

### Momento Nominal Columna Superior

$$Pn = 287.8872 \text{ Tn} \rightarrow \text{Etbas}$$

$$Kn = \frac{Pn}{F'c * Ag} = \frac{287.8872 \text{ tn} * 1000}{280 * (65 * 75)} = 0.2109$$

$$Rn = 0.156$$

$$Rn = \frac{Mn}{F'c * Ag * h} \rightarrow Mn = Rn * F'c * Ag * h$$

$$Mn = 0.156 * 280 * 65 * 75 * 75 = 15970500 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 159.705 \text{ Tn} - \text{m}$$

### Momento Nominal Columna Inferior

$$Pn = 329.0806 \text{ tn} \rightarrow \text{Etbas}$$

$$Kn = \frac{Pn}{F'c * Ag} = \frac{329.0806 \text{ tn} * 1000}{280 * (70 * 75)} = 0.24108$$

$$Rn = 0.16$$

$$Rn = \frac{Mn}{F'c * Ag * h} \rightarrow Mn = Rn * F'c * Ag * h$$

$$Mn = 0.16 * 280 * 65 * 75 * 75 = 16380000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 163.80 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\sum MC = 323.505 \text{ Tn} - \text{m}$$

Verificación de criterio columna fuerte – viga débil.

$$\sum MC \geq \frac{6}{5} \sum Mv$$

$$323.505 \text{ tn} - \text{m} \geq 1.20 * 54.32 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\frac{\text{Capacidad de Columna}}{\text{Capacidad de Viga}} \geq 1.20$$

$$5.96 \geq 1.20 \text{ "Cumple"}$$

$$\text{Ratio} = \frac{1.2 * \text{Capacidad de Viga}}{\text{Capacidad de Columna}} = \frac{65.18}{323.51 \text{ tn}} =$$

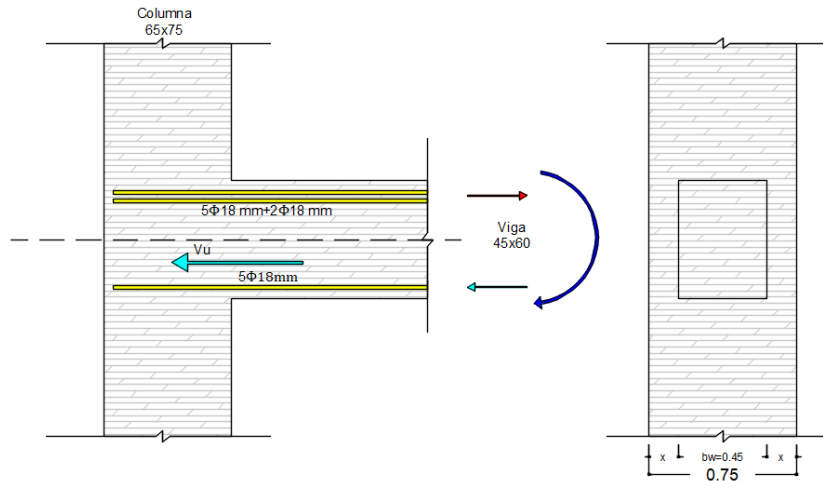
$$0.20 < 1 \text{ "Cumple"}$$

## 4.4. DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

### 4.4.1. Nodo externo

#### 4.4.1.1. Primera parte de la edificación

*Ilustración 76 Nudo Externo - Primer parte de la Edificación*



*Fuente. Elaborado por autor.*

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$45 \geq \frac{3}{4} (75)$$

$$45 \geq 56.25 \text{ No confinado}$$

Cálculo de tensiones.

**Ecuación 30**

$$T = 1.25 * A_s^{\pm} * f_y$$

$$T_1 = 1.25 * 17.78 * 4200 = 93345 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0.85 * f'_c * b_{viga}} = \frac{93345}{0.85 * 280 * 45} = 8.72$$

Determinación de momentos equivalentes

$$M_{pr} = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 93345 * \left(55 - \frac{8.72}{2}\right)$$

$$= 4726990.8 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinación del cortante equivalente

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{4726990.8}{240} = 19695.79 \text{ kg}$$

$$V_u = T_1 - V_{col} = 93345 - 19695.79 = 73649.21 \text{ kg} = 73.65 \text{ tn}$$

Determinación del área nominal del nudo

### Ecuación 31

$$b_j = B + 2X \quad \text{o} \quad b_j = \text{base viga} + \text{hcolumna}$$

→ se toma el menor

$$b_j = 45 + 2 * 15 = 75 \text{ cm}$$

$$b_j = 45 + 65 = 110 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 75 \text{ cm} * 65 \text{ cm} = 4875 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia nominal del nudo

$$V_{nj} = 3.2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

→ Tomada del ACI tabla 18.8.4.3 Sistema MKS

$$V_{nj} = 3.20 * 1 * \sqrt{280} * 4875 = 261037.93 \text{ kg} = 261.04 \text{ tn}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_u$$

$$0.85 * 261.04 \text{ tn} > 73.65 \text{ tn}$$

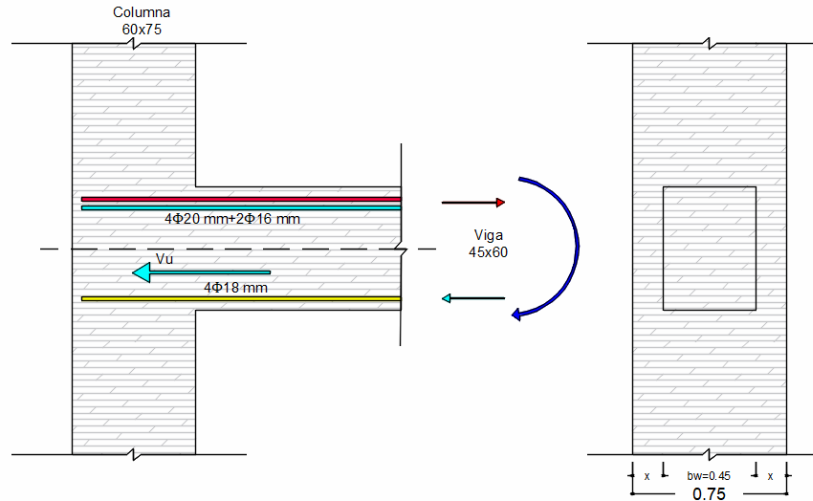
$$221.88 \text{ tn} > 73.65 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{D}{C} \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{73.65 \text{ tn}}{221.88 \text{ tn}} = 0.33 \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

#### 4.4.1.2. Segunda parte de la edificación

**Ilustración 77** Nudo Externo - Segunda parte de la Edificación



**Fuente.** Elaborado por autor.

A continuación, se presentará el diseño junto con los cálculos correspondientes.

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$45 \geq \frac{3}{4} (75)$$

$$45 \geq 56.25 \text{ No confinado}$$

Cálculo de tensiones.

#### Ecuación 32

$$T = 1.25 * A_s^{\pm} * f_y$$

$$T_1 = 1.25 * 16.58 * 4200 = 87045 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0.85 * f'_c * b_{viga}} = \frac{87045}{0.85 * 280 * 45} = 8.13$$

Determinación de momentos equivalentes

$$M_{pr} = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 87045 * \left(55 - \frac{8.13}{2}\right)$$

$$= 4433637.07 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinación del cortante equivalente

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{4433637.07}{240} = 18473.49 \text{ kg}$$

$$V_u = T_1 - V_{col} = 87045 - 18473.49 = 68571.51 \text{ kg}$$

$$= 68.57 \text{ tn}$$

Determinación del área nominal del nudo.

### Ecuación 33

$$b_j = B + 2X \quad \text{o} \quad b_j = \text{base viga} + h_{columna}$$

→ se toma el menor

$$b_j = 45 + 2 * 15 = 75 \text{ cm}$$

$$b_j = 45 + 60 = 105 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 75 \text{ cm} * 60 \text{ cm} = 4320 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia nominal del nudo

$$V_{nj} = 3.2 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$V_{nj} = 3.20 * 1 * \sqrt{280} * 4320 = 231319.76 \text{ kg} = 231.32 \text{ tn}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_u$$

$$0.85 * 231.32 \text{ tn} > 68.57 \text{ tn}$$

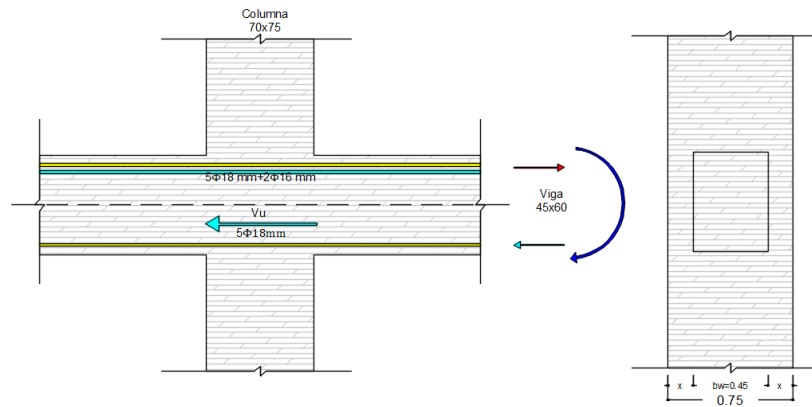
$$196.622 \text{ tn} > 68.57 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{D}{C} \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{68.57 \text{ tn}}{196.622 \text{ tn}} = 0.348 \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

#### 4.4.2. Nodo interior.

*Ilustración 78 Nudo Interno - Primer parte de la Edificación*



*Fuente. Elaborado por autor.*

##### 4.4.2.1. Primera parte de la edificación

Es adecuado que la conexión cumpla no la siguiente relación para utilizar el máximo esfuerzo de resistencia a cortante:

##### Ecuación 34

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$40 \geq \frac{3}{4} (75)$$

$$40 \geq 52.5 \text{ "No confinado"}$$

Cálculo de tensiones.

$$T = 1.25 * A_s^{\pm} * f_y$$

$$T_1 = 1.25 * 17.78 * 4200 = 93345 \text{ kg}$$

$$T_2 = 1.25 * 12.7 * 4200 = 66675 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0.85 * f'_c * b_{viga}} = \frac{93345}{0.85 * 280 * 45} = 8.72$$

$$a_2 = \frac{T_1}{0.85 * f'c * b_{viga}} = \frac{66675}{0.85 * 280 * 45} = 6.23$$

Determinación de momentos equivalentes

$$M_{pr}^+ = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 93345 * \left(55 - \frac{8.72}{2}\right) \\ = 4726990.8 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr}^- = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 66675 * \left(55 - \frac{6.23}{2}\right) \\ = 3459432.38 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinación del cortante equivalente

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{4726990.8 + 3459432.38}{240} \\ = 34110.09 \text{ kg}$$

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = 93345 + 66675 - 34110.09 \\ = 125909.91 \text{ kg} = 125.91 \text{ tn}$$

Determinación del área nominal del nudo

**Ecuación 35**

$$b_j = B + 2X \quad \text{o} \quad b_j = \text{base viga} + h_{columna}$$

→ se toma el menor

$$b_j = 45 + 2 * 15 = 75 \text{ cm}$$

$$b_j = 45 + 70 = 110 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 75 \text{ cm} * 70 \text{ cm} = 5250 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia nominal del nudo

$$V_{nj} = 4.0 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

→ Tomada del ACI tabla 18.8.4.3 Sistema MKS

$$V_{nj} = 4.0 * 1 * \sqrt{280} * 5250 = 351397.21 \text{ kg} = 351.40 \text{ tn}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_u$$

$$0.85 * 351.40 \text{ tn} > 125.91 \text{ tn}$$

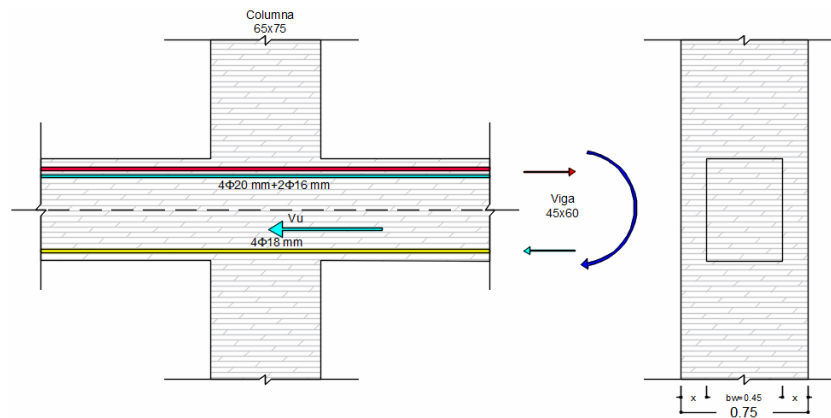
$$298.69 \text{ tn} > 125.91 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{D}{C} \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{125.91 \text{ tn}}{298.69 \text{ tn}} = 0.42 \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

#### 4.4.2.2. Segunda parte de la edificación

**Ilustración 79** Nudo Interno - Segunda parte de la Edificación



**Fuente.** Elaborado por autor.

Es adecuado que la conexión cumpla no la siguiente relación para utilizar el máximo esfuerzo de resistencia a cortante:

**Ecuación 36**

$$b_w \geq \frac{3}{4} b_{col}$$

$$35 \geq \frac{3}{4} (75)$$

$$35 \geq 56.25 \text{ "No confinado"}$$

Cálculo de tensiones.

$$T = 1.25 * A_s^{\pm} * f_y$$

$$T_1 = 1.25 * 16.58 * 4200 = 87045 \text{ kg}$$

$$T_2 = 1.25 * 10.16 * 4200 = 53340 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0.85 * f'_c * b_{viga}} = \frac{87045}{0.85 * 280 * 45} = 8.13$$

$$a_2 = \frac{T_1}{0.85 * f'c * b_{viga}} = \frac{53340}{0.85 * 280 * 45} = 4.98$$

Determinación de momentos equivalentes

$$M_{pr}^+ = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 87045 * \left(55 - \frac{8.13}{2}\right) = 4433637.07 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr}^- = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 53340 * \left(55 - \frac{4.98}{2}\right) = 2800883.4 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinación del cortante equivalente

$$V_{col} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{4433637.07 + 2800883.4}{240} = 30143.84 \text{ kg}$$

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = 87045 + 53340 - 30143.84 = 110241.2 \text{ kg} \\ = 110.24 \text{ tn}$$

Determinación del área nominal del nudo

**Ecuación 37**

$$b_j = B + 2X \quad \text{o} \quad b_j = \text{base viga} + h_{columna}$$

→ se toma el menor

$$b_j = 45 + 2 * 15 = 75 \text{ cm}$$

$$b_j = 45 + 65 = 100 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 75 \text{ cm} * 65 \text{ cm} = 4875 \text{ cm}^2$$

Determinación de la resistencia nominal del nudo

$$V_{nj} = 4.0 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

$$V_{nj} = 4.0 * 1 * \sqrt{280} * 4875 = 326297.41 \text{ kg} = 326.3 \text{ tn}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_u$$

$$0.85 * 326.3 \text{ tn} > 110.24 \text{ tn}$$

$$274.81 \text{ tn} > 110.24 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{D}{C} \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

$$\frac{110.24 \text{ tn}}{274.24 \text{ tn}} = 0.40 \leq 1 \text{ "Cumple"}$$

## 4.5. DETERMINACIÓN DE LA JUNTA SÍSMICA

**Tabla 120** Desplazamiento de bloques estructurales de la edificación con junta sísmica con sismo en dirección X

Primer Bloque					Segundo Bloque				
Piso	Alt. de piso	Ux	Uy	U	Piso	Altura De piso	Ux	Uy	U
	m	m	m	m		m	m	m	m
8	3	0.0437	0.0105	0.045	8	3	0.0294	0.0106	0.031
8	3	0.0432	0.0105	0.044	8	3	0.0294	0.0106	0.031
7	3	0.0413	0.0100	0.042	7	3	0.0277	0.0101	0.029
7	3	0.0408	0.0100	0.042	7	3	0.0277	0.0101	0.029
6	3	0.0376	0.0091	0.039	6	3	0.0252	0.0092	0.027
6	3	0.0372	0.0091	0.038	6	3	0.0252	0.0092	0.027
5	3	0.0324	0.0078	0.033	5	3	0.0217	0.008	0.023
5	3	0.0321	0.0078	0.033	5	3	0.0217	0.008	0.023
4	3	0.0260	0.0063	0.027	4	3	0.0173	0.0064	0.018
4	3	0.0257	0.0063	0.026	4	3	0.0173	0.0064	0.018
3	3	0.0187	0.0045	0.019	3	3	0.0123	0.0047	0.013
3	3	0.0184	0.0045	0.019	3	3	0.0123	0.0047	0.013
2	3	0.0108	0.0026	0.011	2	3	0.0071	0.0027	0.008
2	3	0.0107	0.0026	0.011	2	3	0.0071	0.0027	0.008
1	3	0.0037	0.0009	0.004	1	3	0.0024	0.001	0.003
1	3	0.0036	0.0009	0.004	1	3	0.0024	0.001	0.003

*Fuente. Elaborado por autor.*

### 4.5.1. Junta según Nec-15

Según la NEC-SE-DS (Sección 5.1.1), cuando las partes de una estructura actúan de forma independiente, debe preverse una separación sísmica que evite colisiones durante un sismo. Esta se calcula a siguiendo la normativa de los desplazamientos horizontales inelásticos máximos de cada parte:

- Si las cotas de entrepiso no coinciden, la separación mínima es el promedio de ambos valores
- Si las cotas de entrepiso coinciden, corresponde a la mitad del desplazamiento máximo inelástico de la parte más desfavorable.

Las cotas de la edificación coinciden, por lo tanto, la junta sísmica será:

$$\text{Dezplazamiento max 1er parte} = 0.045 \text{ m}$$

$$\text{Dezplazamiento max 2da parte} = 0.031 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Junta sismica} &= \frac{\text{Dezplazamiento mas desfavorable}}{2} \\ &= \frac{0.045 \text{ m}}{2} = 0.0225 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Junta sismica} = 2.25 \text{ cm} \approx 2.5 \text{ cm}$$

#### 4.5.2. Junta según ASCE 7-22

De acuerdo con la ASCE 7-22, toda estructura debe comportarse como un sistema integral capaz de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se disponga una separación estructural suficiente para evitar impactos entre elementos adyacentes. En el caso de edificaciones dentro de una misma propiedad, dicha separación debe ser, como mínimo, igual a  $\delta_{ss}$ .

$$\delta_{ss} = \sqrt{(\delta_{DE1})^2 + (\delta_{DE2})^2}$$

$$\text{Dezplazamiento max 1er parte} = 0.045 \text{ m}$$

$$\text{Dezplazamiento max 2da parte} = 0.031 \text{ m}$$

$$\text{Junta sismica} = \sqrt{(0.045)^2 + (0.031)^2} = 0.055 \text{ m}$$

$$\text{Junta sismica} = 5.5 \text{ cm} \approx 6 \text{ cm}$$

#### **4.6. ELECCIÓN DEL MATERIAL DE JUNTA SÍSMICA SEGÚN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.**

La elección del material de la junta sísmica se realizó considerando el comportamiento estructural de ambos bloques que conforman la edificación, los cuales presentan desplazamientos máximos de 0.039 m y 0.03 m en dirección X, lo cual justifica el espaciamiento de 5 cm previsto entre bloques. Dado que uno de los bloques posee mayor rigidez estructural, por presentar elementos estructurales de mayor robustez, el sistema de junta debe ser capaz de absorber deformaciones diferenciales sin transmitir esfuerzos entre estructuras. Además, la junta estará presente tanto en zonas interiores como exteriores, por lo que se requiere un material resistente a la intemperie, duradero y con un acabado que contribuya a la estética del edificio.

Se selecciona un sistema combinado compuesto por un perfil metálico de aluminio anodizado o acero inoxidable con núcleo flexible de neopreno o caucho EPDM expandido. Este tipo de junta permite absorber movimientos de apertura y cierre producto de la acción sísmica, manteniendo al mismo tiempo la integridad estructural y un acabado arquitectónico adecuado. El perfil metálico ofrece protección y durabilidad frente a agentes ambientales, mientras que el núcleo elastomérico proporciona la flexibilidad necesaria para compensar los desplazamientos relativos sin generar esfuerzos adicionales entre los bloques. Además, su instalación modular facilita el mantenimiento y asegura un comportamiento confiable ante la alta demanda sísmica del sitio.

## Ilustración 80 Especificaciones de la junta metálica



### NOVOJUNTA® PRO SISMO PE

- Gran capacidad de movimiento. Idónea para zonas de riesgo sísmico.
- Admisión de movimiento hasta 65 mm.
- Para anchos de junta de hasta 74 mm.
- Junta fabricada íntegramente en aluminio.
- Gran durabilidad, no requiere mantenimiento.
- Juntas de dilatación en perímetros y encuentros entre elementos constructivos (cerámicos, hormigón, terrazo, piedra...)
- Instalación con tornillería (no incluida). Consulte recomendación en la ficha técnica del producto.

#### MATERIALES Y DETALLES TÉCNICOS

- Junta formada por perfiles deslizantes de aluminio anodizado plata mate.
- Sistema con capacidad de absorber grandes movimientos multidireccionales.
- Perfiles suministrados en largos estándar de 2,5 m.
- Se sirve pre-montada, mecanizada y con film protector en la cara vista.
- Opcional: cordón cortafuegos.

#### ACABADOS DISPONIBLES



Anodizado Plata Mate

*Fuente. Juntas y perfiles para obras y proyectos EMAC.*

## Ilustración 81 Especificaciones de la junta de goma



### NOVOJUNTA® PRO PA

- Gran capacidad de movimiento. Idónea para zonas de riesgo sísmico.
- Admisión de movimiento hasta 180 mm.
- Para anchos de junta de hasta 390 mm.
- Juntas de dilatación verticales (paredes y fachadas) u horizontales (techos).

#### MATERIALES Y DETALLES TÉCNICOS

- Perfiles de aluminio ligero en "L", perforados en su base para recibir las fijaciones.
- Inserto central de goma sintética de altas prestaciones con capacidad de absorber movimientos multidireccionales. Cuenta con excelentes propiedades mecánicas, gran elasticidad, es resistente a intemperie y rayos UV, humedad, desgaste por abrasión y a temperaturas extremas (-30°C / +120°C).
- Anchos de banda disponibles de 40, 85, 145, 190 y 320 mm.
- Disponible Cordón Cortafuegos de manera opcional, y Novomembrana según modelos (consultar).
- Perfiles suministrados en largos estándar de 3 m.
- Las gomas se suministran en rollos continuos.
- El sistema completo incluye todas las fijaciones\*

#### COLORES GOMAS



Negro 9005

Otros colores consultar

*Fuente. Elaborado por autor.*

## **4.7. Presupuesto**

Al finalizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación, se procede a estimar su costo total, ya que este paso es fundamental para conocer la viabilidad económica del proyecto, y para ello se utilizará el método de análisis de precios unitarios, el cual permite calcular de manera ordenada y precisa los costos de las principales actividades involucradas en la construcción del sistema estructural.

### **4.7.1. Análisis De Precios Unitarios**

Para calcular el costo total de la estructura es necesario considerar todos los elementos que la conforman, por lo que el precio se divide en partes como materiales, mano de obra, herramientas, equipos, gastos indirectos y utilidad, proceso conocido como análisis de precio unitario, el cual permite conocer con mayor claridad cuánto aporta cada rubro al costo final, ya que se determinan las cantidades y valores de cada componente según el detalle de la obra, reflejando así el costo real de producir cada unidad construida dentro del proyecto.

#### ***4.7.1.1. Equipo y maquinaria.***

Este rubro hace referencia al uso de las máquinas y herramientas necesarias durante el proceso de construcción.

#### ***4.7.1.2. Materiales.***

En este rubro se consideran todos los materiales utilizados en la construcción, como cemento, arena, grava, acero y madera.

#### ***4.7.1.3. Mano de obra.***

Este rubro corresponde al pago del personal que ejecuta las diferentes tareas en la obra. Su costo se determina en función de las horas trabajadas y de la tarifa establecidas para categoría laboral.

#### 4.7.1.4. Costos indirectos.

Este rubro abarca los gastos que no están relacionados directamente con la construcción, pero que siguen siendo rubros necesarios para el desarrollo del proyecto. Generalmente, se calculan como un porcentaje del costo total de la obra.

### 4.7.2. Estimación de Costos de la estructura con Junta Sísmica.

Tabla 121 Presupuesto de estructura irregular tipo L con junta

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA IRREGULAR TIPO L CON JUNTA					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P UNITARIO	P TOTAL
1	Hormigon de Columnas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	386,50	410,73	158.747,15
2	Hormigon de Vigas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	309,22	415,55	128.496,37
3	Hormigon de Losas e= 25cm f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	377,91	378,82	143.159,87
4	Acero de Refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	193.052,32	3,13	604.253,76
5	Alivianamiento de losa, bloques de poliestireno de 40x40x20	U	41.790,00	3,29	137.489,10
6	Novo Junta PRO PA	U	50,40	164,01	8.266,10
7	Novo Junta PRO SISMO PE	U	72,58	211,17	15.326,72
TOTAL					1.195.739,07

Fuente. Elaborado por autor.

Tabla 122 Presupuesto de estructura irregular tipo L monolítica

PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA IRREGULAR TIPO L MONOLITICA					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P UNITARIO	P TOTAL
1	Hormigon de Columnas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	443,52	413,19	183.258,03
2	Hormigon de Vigas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	261,82	417,31	109.260,10
3	Hormigon de Losas e= 25cm f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.	M3	377,91	378,82	143.161,23
4	Acero de Refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	184.173,54	3,13	576.463,18
5	Alivianamiento de losa, bloques de poliestireno de 40x40x20	U	41.790,00	3,29	137.489,10
TOTAL					1.149.631,64

Fuente. Elaborado por autor.

## 4.8. Comparación entre estructura con junta sísmica y estructura monolítica.

Tabla 123 *Comparación entre estructuras*

<b>Criterio de comparación</b>	<b>Edificación con Junta Sísmica</b>	<b>Edificación Monolítica</b>
<b>Peso de la estructura</b>	4584.6006 Ton	4643.7178 Ton
<b>Configuración estructural</b>	Se divide en dos bloques independientes mediante una junta de 6 cm. Cada bloque presenta distinta distribución de rigidez y elementos estructurales.	Estructura continua tipo “L” sin separación, comportándose como un solo sistema rígido.
<b>Distribución de rigidez y dimensiones</b>	Rigidez diferenciada en cada bloque, con columnas de 65cm x 75cm y 70cm x 75cm, con vigas de 40cm x 60cm, 45cm x 60cm como vigas principales, 30cm x 45cm y 25cm x 25cm como vigas secundarias para el primer bloque, el segundo bloque con columnas de 60cm x 75cm, 65cm x 75cm, vigas de 35cm x 60cm y 45x60. Se optimizan dimensiones según demanda.	Rigidez uniforme con menor variabilidad: columnas de 70cm x85 cm y 75cm x 85cm; vigas de 40cm x 60cm, 30cm x 45cm y 25cm x 25cm. Menor flexibilidad en el diseño de elementos.
<b>Participación modal y comportamiento dinámico</b>	La independencia estructural mejora la distribución modal y evita la acumulación de energía torsional.	Presenta traslación combinada con efectos torsionales en los primeros modos, lo que indica un comportamiento menos controlado.
<b>Cumplimiento de derivas</b>	Cumple con los límites normativos de derivas en ambos bloques. < 0.02	No cumple con los límites normativos de derivas < 0.02
<b>Comportamiento torsional</b>	Cumple con los límites normativos de Torsión. <1.2	Cumple con los límites normativos de Torsión. <1.2
<b>Aspecto arquitectónico</b>	En su exterior mantiene una apariencia continua, aunque en el interior se percibe el cambio de sección en sus elementos donde se interrumpe parcialmente la continuidad visual de los espacios.	Continuidad arquitectónica más limpia y visualmente favorable.
<b>Presupuesto estructural</b>	Requiere mayor cantidad de elementos estructurales, resultando en un costo total superior al de la edificación monolítica con un valor de 1'195.739,07	Presenta un costo total ligeramente menor gracias a la uniformidad de elementos estructurales, con un valor de 1'149.631,64
<b>Ventajas principales</b>	Mejor desempeño sísmico, mayor control de torsión, optimización estructural y cumplimiento modal.	Continuidad arquitectónica, simplicidad constructiva y menor complejidad en acabados.
<b>Desventajas principales</b>	Complejidad arquitectónica interior, posible incremento en costo de acabados y necesidad de juntas metálicas.	Menor eficiencia sísmica, exceso de rigidez y efectos torsionales debido a su irregularidad en planta.

*Fuente. Elaborado por autor.*

## **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **CONCLUSIONES**

- El análisis realizado permitió identificar que utilizando un sistema aporticado con una configuración empleando junta sísmica tiene un mejor comportamiento sísmico que una monolítica.
- La edificación continua no cumplió con los límites de deriva establecidos, pero si con un control adecuado de torsión; además presentó una respuesta estructural acoplada y un poco menos eficiente frente a acciones sísmicas debido a la irregularidad en planta y a la ausencia de una junta que permita un desempeño más independiente y estable entre los bloques.
- El diseño con junta sísmica permitió una mejor distribución de la rigidez en cada bloque, lo que se reflejó en el uso de columnas y vigas con dimensiones adaptadas a las demandas específicas de cada zona. Este método optimizó la eficiencia estructural y facilitó un control más preciso de los desplazamientos laterales.
- Por otro lado, la estructura monolítica, mostró una participación modal con un ligero componente rotacional en los primeros modos, lo que indica una respuesta menos controlada ante sismos severos.
- La edificación con junta sísmica presentó un comportamiento estructural mucho más equilibrado y seguro ante los sismos. La separación en dos bloques permitió que cada parte trabajara de forma independiente.

- Se identificó una limitación en el criterio de la norma NEC-2015 para determinar el espaciamiento de la junta, pues esta considera únicamente la mitad del desplazamiento del bloque más crítico y no refleja correctamente el movimiento conjunto de la estructura.
- Por el contrario, el método establecido en la norma ASCE 7-22 toma en cuenta los desplazamientos de ambas partes, ofreciendo una respuesta más realista frente a acciones sísmicas.
- El análisis comparativo del presupuesto de cada edificación muestra que la estructura con junta sísmica requiere una inversión mayor debido a su nivel de complejidad constructiva, pero esta diferencia se compensa por el mejor desempeño. Su capacidad para reducir las demandas sísmicas es una alternativa más segura y rentable a largo plazo.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un nuevo análisis de la estructura con junta sísmica utilizando un valor menor del factor de reducción (R), con el fin de evaluar su desempeño frente a diferentes niveles de ductilidad y verificar si el espaciamiento propuesto es adecuado bajo condiciones sísmicas más severas.
- La implementación de juntas sísmicas optimiza el desempeño estructural al reducir la interacción no deseada entre volúmenes y controlar efectos torsionales. Se recomienda evaluar soluciones arquitectónicas que faciliten su integración, de modo que cumplan su función sin comprometer la continuidad espacial ni el diseño general de la edificación.
- Para futuras actualizaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se recomienda utilizar un método más adecuado para calcular los espaciamientos mínimos entre bloques estructurales.
- Se recomienda continuar con estudios paramétricos que consideren variaciones en su geometría, tipo de suelo y altura, para identificar estrategias que mejoren el desempeño estructural de edificaciones irregulares. Como solución, se sugiere incorporar juntas sísmicas para reducir efectos torsionales y optimizar la repuesta ante sismos, o en su defecto, usar muros de corte y reforzar elementos estructurales como alternativas viables.
- Se recomienda diseñar la cimentación considerando por separado el comportamiento de la edificación con junta sísmica y la monolítica. En el primer caso, la cimentación debe permitir el funcionamiento independiente de cada bloque y asegurar la continuidad de la junta hasta la fundación. En la edificación monolítica, se debe priorizar la rigidez y continuidad de la base para una adecuada distribución de cargas y control de la torsión. En ambos casos, es fundamental verificar resistencia, asentamientos y un armado adecuado que garantice un comportamiento sísmico estable.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALARCÓN RAMÍREZ JIMMY HERNÁN & MUÑIZ ORRALA BYRON GREGORIO. (s/f). *ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE ACERO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; Y AISC DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DE CONSTRUCCIONES DE ACERO* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA].

<https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/UPSE-TIC-20109-0008.pdf>

Álava Rosado, J. S. (2017). *Caracterización mineralógica de las arcillas de la Formación Dos Bocas - Provincia de Santa Elena* . Obtenido de Tesis de Grado Espol:

<https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/43833>

ALEXANDER PATRICIO GARCÍA GARCÍA, J. F. (2018). *Tesis de Ingeniería Civil*. Obtenido de ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ES:

<https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/1846>

Alvear Sanailan Javier Andres & Ruales Silvers, J. L. (2014). *Repositorio Nacional* . Obtenido de Diseño por desempeño en edificios de

hormigón armado, de acero estructural, y mixtos:  
<https://repositorio.puce.edu.ec/items/42ed979c-5510-46cf-923a-7c16aa19bf21>

*ASCE 7-22 Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios.* (2023). <https://archive.org/details/asce-7-22-minimum-design-loads-and-associated-criteria-for-buildings/mode/2up>

Construcción, C. E. (2017). *Código Ecuatoriano de la Construcción.* Obtenido de Norma Ecuatoriana de la Construcción: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

Baquero, S. & V. (2021). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y ACI 318-19* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA]. <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5970/1/UPSE-TIC-2021-0012.pdf>

BAUTISTA BENALCAZAR BRAYNER & ANDRÉS INCA ENCARNACIÓN DANILO SEBASTIÁN. (2023). *ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PARA EDIFICACIONES DE 4 PISOS PARA CENTROS EDUCATIVOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA]. <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/10591/1/UPSE-TIC-2023-0032.pdf>

Chopra, A. K. (2012). *DYNAMICS OF STRUCTURES* (University of California at Berkeley, Ed.). Library of Congress Cataloging-in-Publication Data on File.  
[https://students.aiu.edu/submissions/profiles/resources/onlineBook/c7Z6J6\\_dynamics%20of%20structures%20engineering.pdf](https://students.aiu.edu/submissions/profiles/resources/onlineBook/c7Z6J6_dynamics%20of%20structures%20engineering.pdf)

EMAC, Arquitectura, innovación y materialidad (Catalogo, 2025)  
<https://www.emac.es/donde-comprar>

Grigorios Manoukas, C. K. (13 de Febrero de 2025). *Slab-to-Column Seismic Pounding Between Multistorey Buildings: Influence of the Impact Point Location and the Pre-Existing Gap Size*. Obtenido de Buildings: <https://www.mdpi.com/2075-5309/15/4/581>

Hamilton Naun Merino Moncayo & Freddy Alexander Sacancela Caicedo. (2021). *Diseño sismo resistente de un edificio con muros estructurales* [UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ].  
<https://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/11183/1/138474-128627.pdf>

Hamon, M. C. (2009). *MANUAL DE DOCUMENTACION DE JUNTAS EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO* [UNIVERSIDAD RAFAEL URDABETA].  
<https://es.scribd.com/document/249270751/Tesis-Manual-de-Juntas?v=0.972>

Henríquez Tigrero, Y. (2019). *Salinas en la Provincia de Santa Elena, Ecuador*. Obtenido de Caracterización e impactos por la expansión urbana.:  
<https://pdfs.semanticscholar.org/c592/f5d03706c491969a1414e6a469f4261e19ff.pdf>

Humberto Ramiro Morales Zuñiga, M. C. (2024). *Ciencia Latina Internacional*. Obtenido de Análisis de la interacción entre estructuras contiguas sin una apropiada junta de separación sísmica en el Ecuador : <file:///C:/Users/Valery/Downloads/15292-Texto%20del%20art%C3%ADculo-72825-1-10-20250106.pdf>

Isaac, S. M. R. (2021). *Análisis comparativo del espectro de diseño propuestos por las normas ASCE 7-16 y NEC-15 con los espectros de respuesta del sismo de Pedernales del 16 de abril del 2016 obtenidos para las estaciones de la RENAC del IGE-EPN* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA]. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/6504>

JORGE ANDRÉS SANTIANA BAZÁN & GARY ALBERT ROCA LARREA. (2023). *PREDISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL DE 5 PISOS PARA EL USO DE LOS ESTUDIANTES DE LA UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA]. <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/9203/4/UPSE-TIC-2023-0013.pdf>

Levy, R. &. (2003). "Linear Structural Analysis" en *Analysis of Geometrically Nonlinear Structures*. Springer. DOI: 10.1007/978-94-017-0243-0\_2.

LUIS JALMAR PANCHANA VILLÓN & BRYAN ABEL REYES MOREIRA. (2020). *ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE Y ESTIMACIÓN DE COSTO DE UN EDIFICIO DE PLANTA IRREGULAR DE 12 PISOS CON SISTEMA DE MUROS DE CORTE, EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA]. <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5964/1/UPSE-TIC-2021-0006.pdf>

Militar, I. G. (2022). *Mapa Geomorfológico del cantón Santa Elena*.

Obtenido de Catalogo de Metadatos:

<https://www.geoportaligm.gob.ec/catalogo/srv/spa/catalog.search#/metadata/4a940cb4-7d81-481f-8d3d-4897197c2c2d>

Nativi, X. (15 de Diciembre de 2014). *Club Ensayos*. Obtenido de

Geologia Historica De Fromaciones De Peninsula De Santa Elena

Ecuador: [https://www.clubensayos.com/Ciencia/Geologia-](https://www.clubensayos.com/Ciencia/Geologia-Historica-De-Fromaciones-De-Peninsula-De-Santa/2264081.html)

[Historica-De-Fromaciones-De-Peninsula-De-Santa/2264081.html](https://www.clubensayos.com/Ciencia/Geologia-Historica-De-Fromaciones-De-Peninsula-De-Santa/2264081.html)

*NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-DS*.

(2015).

[https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP\\_NEC-SE-DS.pdf](https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf)

Parra, M. & D. (2014). *CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN*

*EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON*

*LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA*

*EN LOS RESULTADOS FINALES [UNIVERSIDAD TÉCNICA DE*

*AMBATO]*.

<https://repositorio.uta.edu.ec/server/api/core/bitstreams/fa9193c9-0278-4425-bcec-1b6d6befd855/content>

Picoíta & Darvy M. (2011). *Elaboración de nuevos espectros sísmicos*

*de diseño en aceleraciones para el código ecuatoriano de la*

*construcción 2011 [UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE*

*QUITO USFQ]*. <https://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/859>

Pin Antón Kenia Verenice & Ruiz Wilter (Ed.). (2022). *ANÁLISIS DEL*

*COMPORTAMIENTO DE JUNTAS CONSTRUCTIVAS ENTRE*

*HORMIGONES ANTIGUOS Y HORMIGONES NUEVOS*

*EMPLEANDO EPÓXICOS ESTRUCTURALES (Vol. 5, Número*

Septiembre). 'INGENIAR.  
<https://journalingeniar.org/index.php/ingeniar/article/download/96/136/375>

Ramirez, G. A. G. (2014). *PROPUESTA DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO BASADO EN DESPLAZAMIENTO* [UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO].  
<https://ru.dgb.unam.mx/bitstream/20.500.14330/TES01000712845/3/0712845.pdf>

Ramírez Romero, Humberto Joel & Aguilar Quezada, Edwin Vinicio. (2004). *Análisis estadístico del cortante basal en edificios* [UTPL].  
<http://dspace.utpl.edu.ec/handle/123456789/16732>

Ríos, J. A. G. (2022). *EDIFICIOS CON CARGAS ORTOGONALES Y NO ORTOGONALES MODELADOS SEGÚN ESPECIFICACIONES NEC-2015 y ASCE7-16 CON FORMA REGULAR E IRREGULAR* [UNIVERSIDAD ESTATAL PENINSULA DE SANTA ELENA].  
<https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8438/1/UPSE-TIC-2022-0031.pdf>

Roberto, A. (2019). *QUE SIGNIFICA UNA DERIVA DE PISO INELÁSTICA LIGERAMENTE SUPERIOR AL DOS POR CIENTO* [Universidad de Fuerzas Armadas ESPE].  
<https://doi.org/10.24133/riie.v24i1.1168>

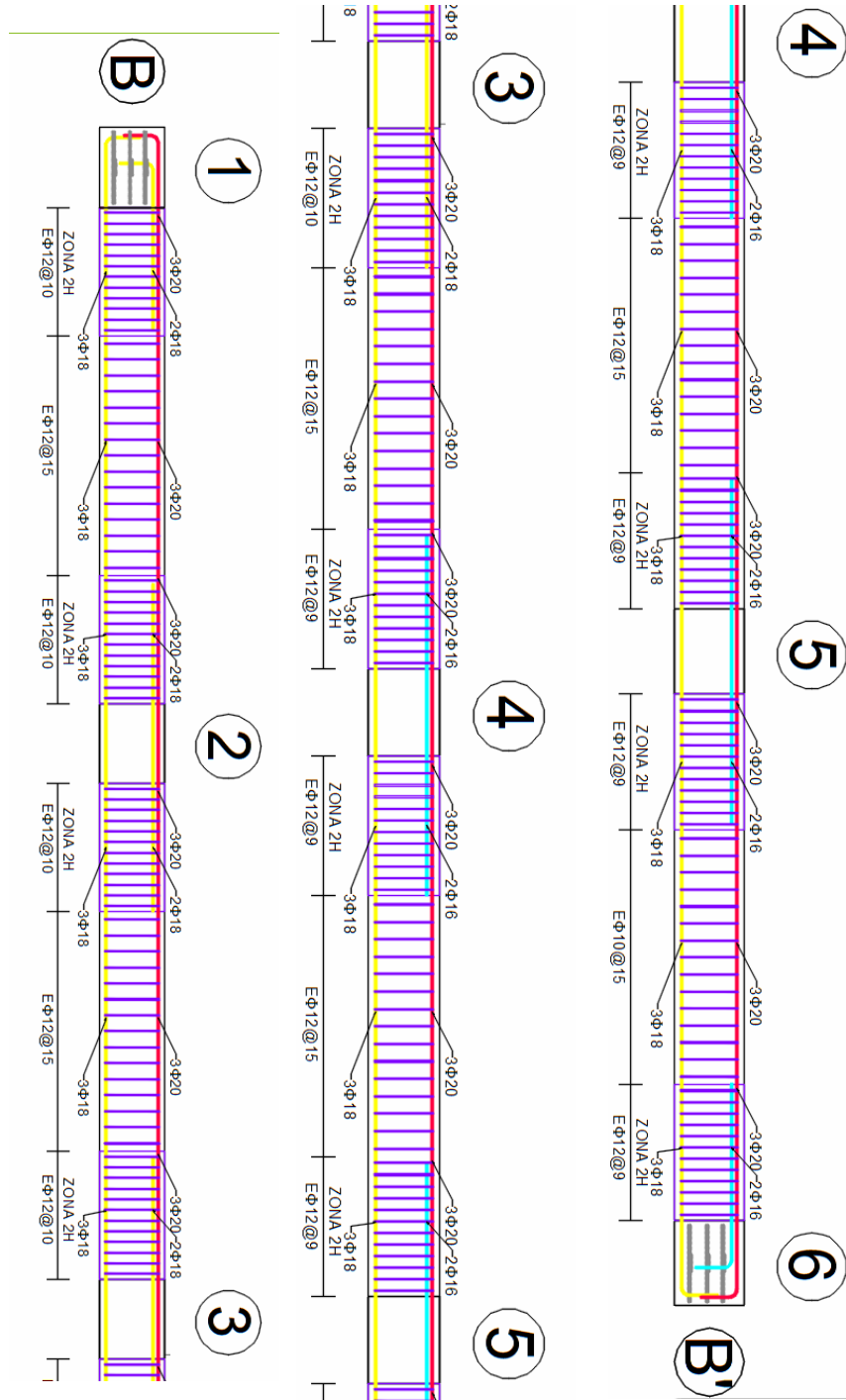
SALTOS, V. O. (2021). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y ACI 318-19*. SANTA ELENA.

Salvador Montalvo, D. A. (2022). *Diseño sísmico de edificio de hormigón armado con muros estructurales* [UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ]. <https://repositorio.usfq.edu.ec/jspui/handle/23000/12063>

Vivanco López, Liliana Elena & Asqui Guamán, Megan Lisseth. (2024). *Análisis comparativo de las derivas de piso en una edificación de hormigón armado para las ciudades de Esmeraldas, Ambato y Nueva Loja* [Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/28699>

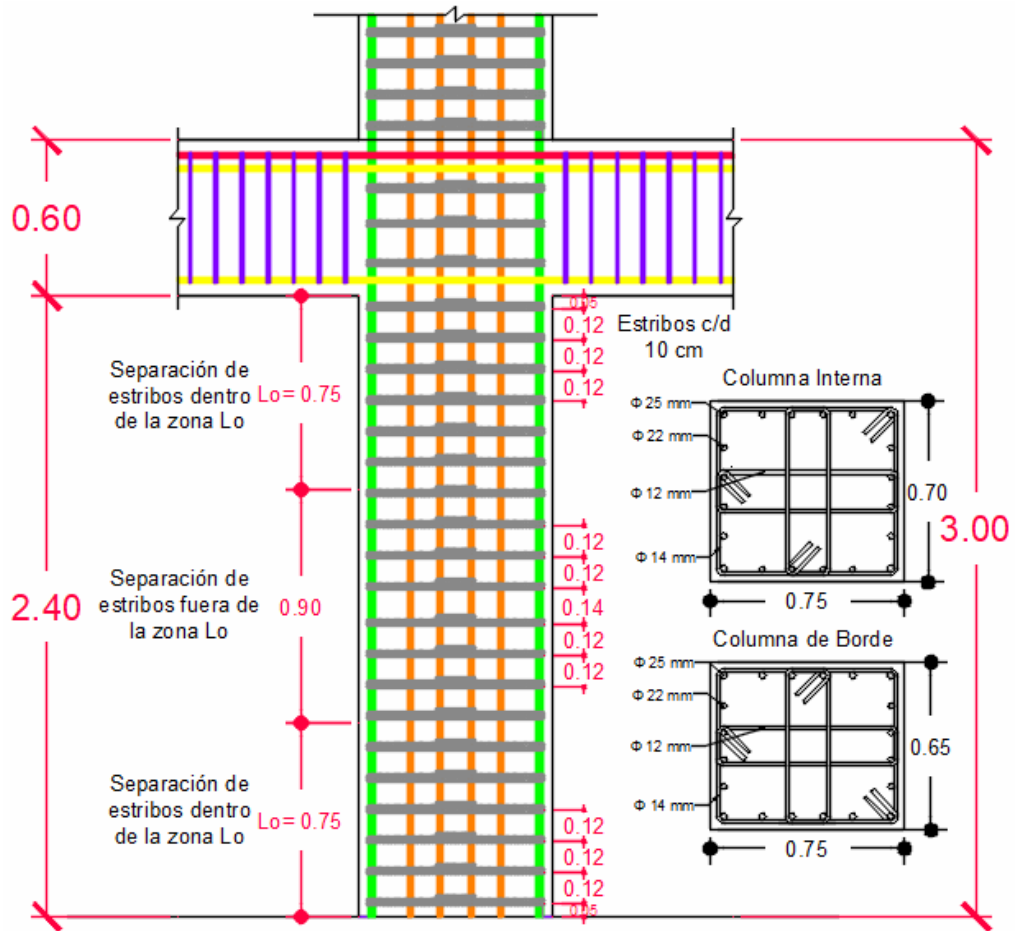
# ANEXOS

## ANEXO 1 Detalles de refuerzo de Vigas Eje B – Primera Parte de la Edificación



Fuente. Elaborado por autor.

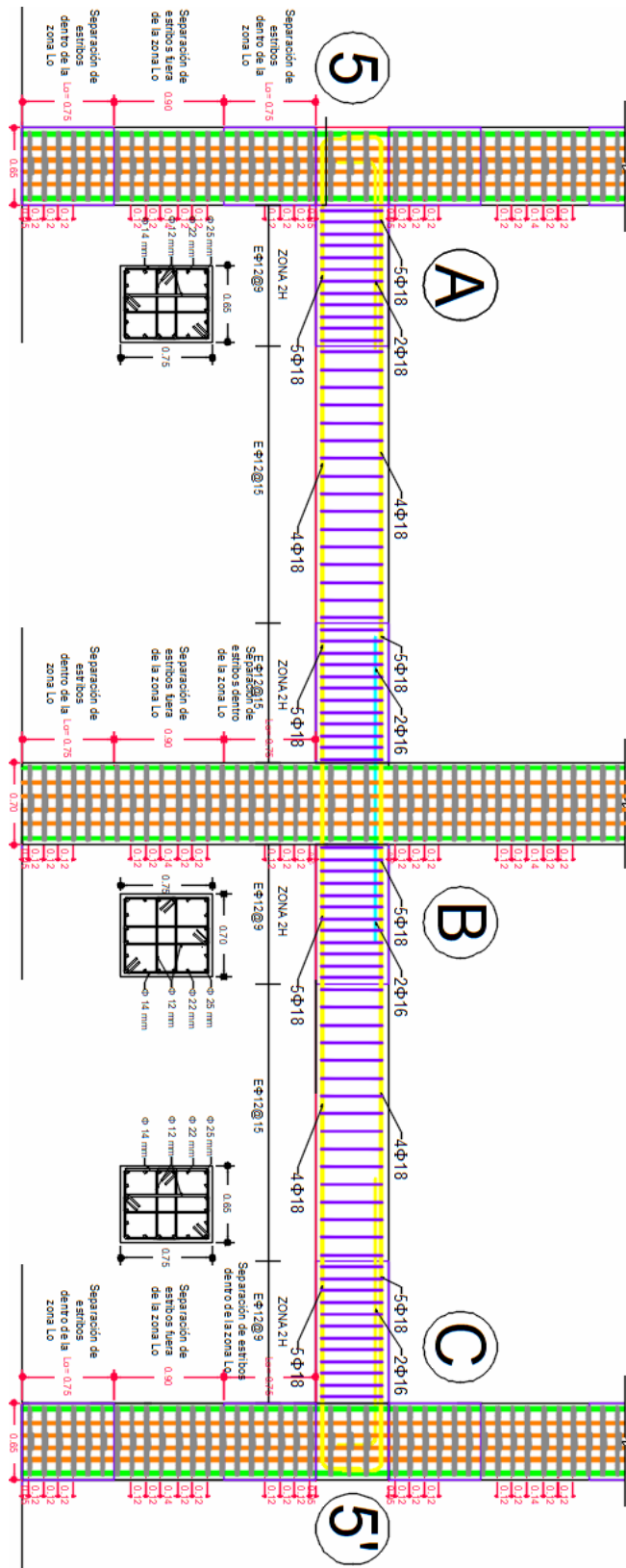
ANEXO 2 Detalle de refuerzo de Columnas Eje B



Fuente. Elaborado por autor.

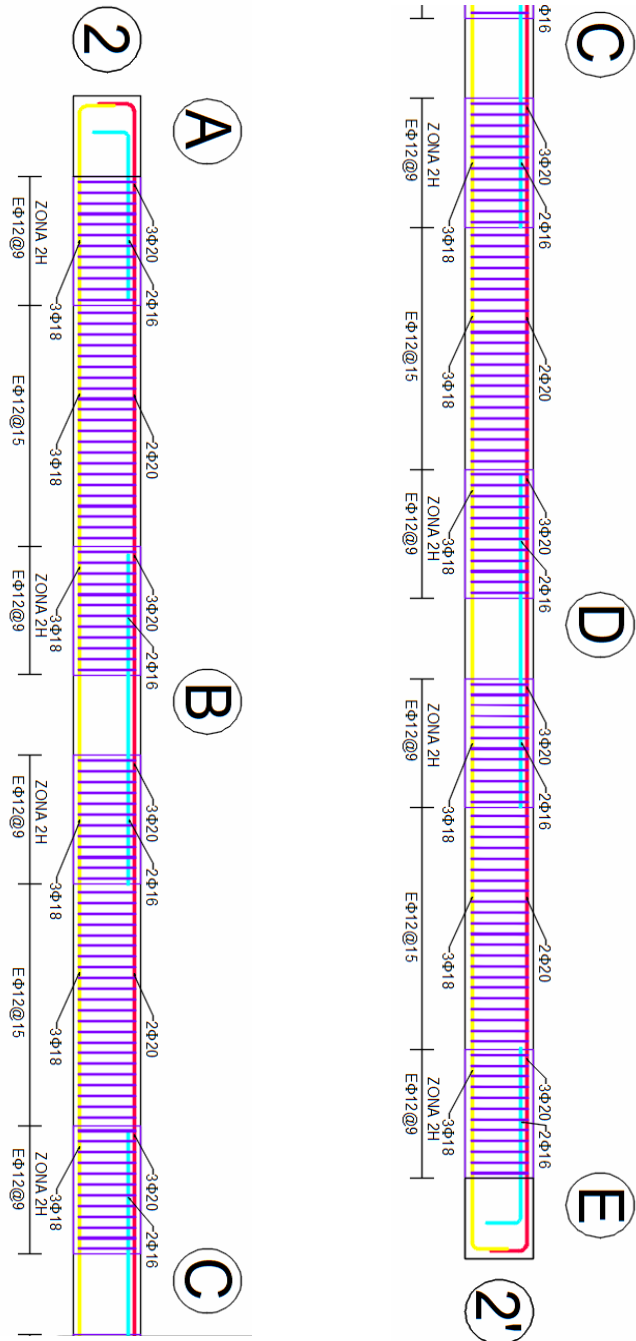


ANEXO 4 Detalle del Pórtico 5 – Primera parte de la Edificación



Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 5 Detalles de refuerzo de Vigas Eje 2 – Segunda Parte de la Edificación



Fuente. Elaborado por autor.







ANEXO 9 VIGA 40X60 EJE X -IP EDIFICACION

DATOS		
E <sub>s</sub>	20055.66	
F'C	280	27.46
FY	4200	411.9
h	60	
b	40	
r	5	
d	55	
φ	0.9	

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	29.854	6.4338	27.7414
Inferior	17.6179	7.4098	17.6179

ACERO SUPERIOR IZQUIERDO		
Mu -	29.854	tn-m
Mu +	17.6179	tn-m
Mu -	2985400	kg-cm
Mu +	1761790	kg-cm

ACERO MEDIO		
Mu -	6.4338	tn-m
Mu +	7.4098	tn-m
Mu -	643380	kg-cm
Mu +	740980	kg-cm

ACERO SUPERIOR DERECHO		
Mu -	27.7414	tn-m
Mu +	17.6179	tn-m
Mu -	2774140	kg-cm
Mu +	1761790	kg-cm

k	124.666667	cm2
As -	15.29846343	cm2
As +	8.783653834	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.006953847	
p+	0.00399257	
Acero mínimo		
As min1	7.47790619	cm2
As min2	6.997489442	cm2
Asmayor	7.47790619	cm2
AS > Asmin -		
15.29846343	>	7.47790619 Cumple
Emplea As	15.29846343	cm2 15.2984634

k	124.666667	cm2
As -	3.13405515	cm2
As +	3.61657573	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.00142457	
p+	0.0016439	
Acero mínimo		
As min1	7.47790619	cm2
As min2	6.99748944	cm2
Asmayor	7.47790619	cm2
AS > Asmin -		
3.13405515	<	7.47790619 No Cumple
Emplea As	7.47790619	cm2 4.1787402

k	124.666667	cm2
As -	14.1462304	cm2
As +	8.78365383	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.0064301	
p+	0.00399257	
Acero mínimo		
As min1	7.47790619	cm2
As min2	6.99748944	cm2
Asmayor	7.47790619	cm2
AS > Asmin -		
14.1462304	>	7.47790619 Cumple
Emplea As	14.1462304	cm2 14.1462304

AS > Asmin +		
8.783653834	>	7.47790619 Cumple
emplea As	8.783653834	cm2 8.78365383
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.006953847	< 0.01428266 Cumple
As -	15.29846343	20 2 2.54
4	3.14	φ φ
As +	8.783653834	20 - 0
3	3.14	2 0
As -	17.64	cm2
As +	9.42	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.008018182	< 0.01428266 Cumple

AS > Asmin +		
3.61657573	<	7.47790619 No Cumple
emplea As	7.47790619	cm2 4.82210098
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.00339905	< 0.01428266 Cumple
As -	7.47790619	20 - 0
4	3.14	0 0
As +	7.47790619	20 - 0
3	3.14	0 0
As -	12.56	cm2
As +	9.42	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.00579099	< 0.01428266 Cumple

AS > Asmin +		
8.78365383	>	7.47790619 Cumple
emplea As	8.78365383	cm2 8.78365383
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.0064301	< 0.01428266 Cumple
As -	14.1462304	20 2 2.54
4	3.14	φ φ
As +	8.78365383	20 - 0
3	3.14	2 0
As -	17.64	cm2
As +	9.42	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.00801818	< 0.01428266 Cumple

fy	4200	F'c	280	h	40
d	55	Lambda λ	1	φ	0.75
Long Viga	5.4	m	Ln	4.65	m
b	0.4	m	Bc1 o Hc1	0.75	m
h	0.6	m	Hc1 o Hc2	0.75	m
Ancho tributario	5.4	m	Pp viga	576	kg/ml
WD	644.01	kg/m2	=	34.78	kg/cm
WL	240	kg/m2	=	12.96	kg/cm
Wp	31.104	kg/cm	Wu	92.0208	

Acero	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	17.64	12.56	17.64
	9.42	9.42	9.42

a	7.78	a	7.78
a'	4.16	a'	4.16
Mpr1	47.33	Mpr2	47.33
Mpr1'	26.17	Mpr2'	26.17

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestático	
Ve	37.2	Vp1	15.81
Ve'	37.2	Vp2	15.81
Max Ve	37.2	Vp	15.81

Condición			
Vp	15.81	<	0.5 * Vu 18.6
No Cumple			
Se debe calcular Vc			
Vc	19510.91	Kg	= 19.51 tn
φVc	14633.1825	Kg	= 14.63 tn

Separación de estribos dentro de la zona 2H				
φ Acero Longitudinal				
φ Estribo As	12	mm	Area	1.13 cm2
Separación Nec - 15				
S<=d/4	13.75	S<=6db	10.8	S<=20 cm 20
S =	10.8	S =	S =	10 cm
Vs	30.09	tn	Av/s	0.001303 m2
Av/s	13.03	cm2/m	Av	1.302595 cm2
Avprov	2	φ	12	mm
Avprov	2.26	cm2	Avmin	0.3333 cm2
Cumple				
φVs	39.15	tn	=	39154.5 Kg
Ve	37.2	tn	<=	φ(Vs+Ve) 53.78 tn
Cumple				

Separación de estribos fuera de la zona 2H				
φ Estribo As	12	mm	Area	1.13 cm2
S =	27.5	cm	S =	15 cm
Avprov	2	φ	12	mm
Cumple				
φVs	26.103	tn	26103	Kg
φVc	14.63	tn	19510.91	Kg
φVn	40.733	tn	40733	Kg
φVn	40.733	tn	>	Ve 37.2 tn
Cumple				

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 10 VIGA 45X60 EJE X -1P EDIFICACION

DATOS	
Es	200055.66
PC	280
FY	4200
h	60
b	45
r	5
d	55
Φ	0.9

ACERO SUPERIOR IZQUIERDO		
Mu -	31.6626	tn-m
Mu +	21.9139	tn-m
Mu -	31.6626	kg-cm
Mu +	21.9139	kg-cm

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	31.6626	5.6633	34.2936
Inferior	21.9139	6.9091	21.9139

ACERO MEDIO		
Mu -	5.6633	tn-m
Mu +	6.9091	tn-m
Mu -	5.6633	kg-cm
Mu +	6.9091	kg-cm

ACERO SUPERIOR DERECHO		
Mu -	34.2936	tn-m
Mu +	21.9139	tn-m
Mu -	34.2936	kg-cm
Mu +	21.9139	kg-cm

k	140.25	cm2
As -	16.16082076	cm2
As +	10.96958695	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.006529625	
p+	0.004432156	
Acero mínimo		
As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.872175622	cm2
Asmayor	8.41264446	cm2
AS > Asmin -		
16.16082076	>	8.41264446 Cumple
Emplea As	16.16082076	cm2

k	140.25	cm2
As -	2.75103103	cm2
As +	3.36361521	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.00111153	
p+	0.00135904	
Acero mínimo		
As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.87217562	cm2
Asmayor	8.41264446	cm2
AS > Asmin -		
2.75103103	<	8.41264446 No Cumple
Emplea As	8.41264446	cm2

k	140.25	cm2
As -	17.5994875	cm2
As +	10.9695869	cm2
Cuantía de acero		
p-	0.0071109	
p+	0.00443216	
Acero mínimo		
As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.87217562	cm2
Asmayor	8.41264446	cm2
AS > Asmin -		
17.5994875	>	8.41264446 Cumple
Emplea As	17.5994875	cm2

AS > Asmin +		
10.96958695	>	8.41264446 Cumple
emplea As	10.96958695	cm2
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.006529625	
	<	0.01428266 Cumple
As -	16.16082076	18
5	2.54	2
As +	10.96958695	18
5	2.54	0
As -	16.72	cm2
As +	12.7	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.006755556	
	<	0.01428266 Cumple

AS > Asmin +		
3.36361521	<	8.41264446 No Cumple
emplea As	8.41264446	cm2
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.00339905	
	<	0.01428266 Cumple
As -	8.41264446	18
4	2.54	2
As +	8.41264446	18
4	2.54	0
As -	10.16	cm2
As +	10.16	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.00410505	
	<	0.01428266 Cumple

AS > Asmin +		
10.9695869	>	8.41264446 Cumple
emplea As	10.9695869	cm2
Chequeo de cuantía pcal>pmax		
β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	
p-	0.0071109	
	<	0.01428266 Cumple
As -	17.5994875	18
5	2.54	2
As +	10.9695869	18
5	2.54	0
As -	17.78	cm2
As +	12.7	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax		
p-	0.00718384	
	<	0.01428266 Cumple

fy	4200	f'c	280	b	45
d	55	Lamda λ	l	Φ	0.75
Long Viga	5.4	m	Ln	4.725	m
b	0.45	m	Be1 o He1	0.65	m
h	0.6	m	He1 o He2	0.7	m
Ancho tributario	5.4	m	Pp viga	648	kg/ml
WD	644.01	kg/m2	=	34.78	kg/cm
WL	240	kg/m2	=	12.96	kg/cm
Wpp	34.992	kg/cm	Wu	96.6864	

Acero	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	16.72	10.16	17.78
	12.7	10.16	12.7

a	6.56	a	6.97
a'	4.98	a'	4.98
Mpr1	45.4	Mpr2	48.09
Mpr1'	35.01	Mpr2'	35.01

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestatico	
Ve	39.86	Vp1	17.02
Ve'	40.43	Vp2	17.59
Max Ve	40.43	Vp	17.59

Condición			
Vp	17.59	<	0.5 * Vu
No Cumple			
Se debe calcular Vc			
Vc	21949.78	kg	=
ΦVc	16462.335	kg	=

Separación de estribos dentro de la zona 2H			
Φ Acero Longitudinal			
Φ Estribo As	12	mm	16
		Area	1.13
			cm2
Separación Nec - 15			
S<=d/4	13.75	S<=6db	9.6
S=	9.6	S=	9
			cm
Vs	31.96	tn	Av/s
Av/s	13.84	cm2/m	0.001384
			m2
			cm2
Avprov			
Avprov	2	Φ	12
			mm
2.26	cm2	>	Avmin
			0.3375
			cm2
Cumple			
ΦVs	43.51	tn	=
			43505
			Kg
Ve			
40.43	tn	<=	Φ(Vs+Ve)
			59.97
			tn
Cumple			

Separación de estribos fuera de la zona 2H			
Φ Estribo As	12	mm	1.13
S=	27.5	cm	S=
			15
			cm
Avprov			
Avprov	2	Φ	12
			mm
			2.26
			cm2
ΦVs	26.103	tn	26103
			Kg
ΦVc	16.46	tn	21949.78
			Kg
ΦVn	42.563	tn	42563
			Kg
ΦVn			
42.563	tn	>	Ve
			40.43
			tn
Cumple			

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 11 VIGA SECUNDARIA 30X45

DATOS	
Es	20055.66
F°C	280
FV	4200
h	45
h	30
r	5
d	40
Φ	0.9

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	12.9055	2.6224	13.2621
Inferior	4.427	3.4571	4.0818

ACERO SUPERIOR IZQUIERDO			
Mu -	12.9055	tn-m	
Mu +	4.427	tn-m	
Mu -	1290550	kg-cm	
Mu +	442700	kg-cm	

ACERO MEDIO			
Mu -	2.6224	tn-m	
Mu +	3.4571	tn-m	
Mu -	262240	kg-cm	
Mu +	345710	kg-cm	

ACERO SUPERIOR DERECHO			
Mu -	13.2621	tn-m	
Mu +	4.0818	tn-m	
Mu -	1326210	kg-cm	
Mu +	408180	kg-cm	

Cuantía de acero			
k	68	cm2	
As -	9.151144185	cm2	
As +	2.993813888	cm2	
p-	0.007625953		
p+	0.002494845		
Acero mínimo			
As min1	4.07885792	cm2	
As min2	3.816812423	cm2	
Asmayor	4.07885792	cm2	
AS > Asmin -			
9.151144185	>	4.07885792	Cumple
Emplea As	9.151144185	cm2	9.15114419

Cuantía de acero			
k	68	cm2	
As -	1.75709282	cm2	
As +	2.32623115	cm2	
p-	0.00146424		
p+	0.00193853		
Acero mínimo			
As min1	4.07885792	cm2	
As min2	3.81681242	cm2	
Asmayor	4.07885792	cm2	
AS > Asmin -			
1.75709282	<	4.07885792	No Cumple
Emplea As	4.07885792	cm2	2.34279043

Cuantía de acero			
k	68	cm2	
As -	9.42429942	cm2	
As +	2.75542959	cm2	
p-	0.00785358		
p+	0.00229619		
Acero mínimo			
As min1	4.07885792	cm2	
As min2	3.81681242	cm2	
Asmayor	4.07885792	cm2	
AS > Asmin -			
9.42429942	>	4.07885792	Cumple
Emplea As	9.42429942	cm2	9.42429942

AS > Asmin +			
2.993813888	<	4.07885792	No Cumple
emplea As	4.07885792	cm2	3.99175185
Chequeo de cuantía pcal>pmax			
β1	0.85		
pb	0.02856532		
pmax=0.5*pb-	0.01428266		
p-			
0.007625953	<	0.01428266	Cumple
As -	9.151144185	1/8	-
4	2.54	0	0
As +	4.07885792	1/8	-
2	2.54	2	0
As -		10.16	cm2
As +		5.08	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax			
p-			
0.008466667	<	0.01428266	Cumple

AS > Asmin +			
2.32623115	<	4.07885792	No Cumple
emplea As	4.07885792	cm2	3.10164153
Chequeo de cuantía pcal>pmax			
β1	0.85		
pb	0.02856532		
pmax=0.5*pb-	0.01428266		
p-			
0.00339905	<	0.01428266	Cumple
As -	4.07885792	1/8	-
2	2.54	0	0
As +	4.07885792	1/8	-
2	2.54	0	0
As -		5.08	cm2
As +		5.08	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax			
p-			
0.00423333	<	0.01428266	Cumple

AS > Asmin +			
2.75542959	<	4.07885792	No Cumple
emplea As	4.07885792	cm2	3.67390612
Chequeo de cuantía pcal>pmax			
β1	0.85		
pb	0.02856532		
pmax=0.5*pb-	0.01428266		
p-			
0.00785358	<	0.01428266	Cumple
As -	9.42429942	1/8	-
4	2.54	2	0
As +	4.07885792	1/8	-
2	2.54	2	0
As -		10.16	cm2
As +		5.08	cm2
Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax			
p-			
0.008466667	<	0.01428266	Cumple

fy	4200	fc	280	b	30
d	40	Lambda λ	l	Φ	0.75
Long Viga	5.4	m	Ln	4.75	m
b	0.3	m	Bc1 o Hc1	0.65	m
h	0.45	m	Hc1 o Hc2	0.65	m
Ancho tributario	5.4	m	Pp viga	324	kg/ml
WD	574.01	kg/m2	=	31	kg/cm
WL	480	kg/m2	=	25.92	kg/cm
Wpp	17.496	kg/cm	Wu	84.1152	

Acero	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	10.16	5.08	10.16
5.08	5.08	5.08	

a	5.98	a	5.98
a'	2.99	a'	2.99
Mpr1	19.74	Mpr2	19.74
Mpr1'	10.27	Mpr2'	10.27

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestatico	
Ve	26.3	Vp1	6.32
Ve'	26.3	Vp2	6.32
Max Ve	26.3	Vp	6.32

Condición			
Vp	6.32	<	0.5 * Vu
			13.15
No Cumple			
Se debe calcular Vc			
Vc	10642.32	Kg	=
			10.64
ΦVc	7981.74	Kg	=
			7.98
			tn

Separación de estribos dentro de la zona 2H					
Φ Acero Longitudinal					
Φ	18	mm			
Φ Estribo As	12	mm	Area	1.13	cm2
Separación Nec - 15					
S<=d/4	10	S<=6db	10.8	S<=20 cm	20
S =	10	cm	S =	10	cm
Vs	24.43	tn	Av/s	0.001454	m2
Av/s	14.54	cm2/m	Av	1.454164	cm2
Ayprov	2	Φ	12	mm	
Ayprov			Avmin		
2.26	cm2		0.2500	cm2	
Cumple					
ΦVs	28.48	tn	=	28476	Kg
Ve					
26.3	tn	<=	Φ(Vs+Ve)	36.46	tn
Cumple					

Separación de estribos fuera de la zona 2H					
Φ Estribo As	12	mm	Area	1.13	cm2
S =	20	cm	S =	15	cm
Ayprov	2	Φ	12	mm	
Ayprov					
			2.26	cm2	
ΦVs	18.984	tn	18984	Kg	
ΦVc	7.98		10642.32	Kg	
ΦVu	26.964	tn	26964	Kg	
ΦVu					
26.964	tn	>	Ve	26.3	tn
Cumple					

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 12 VIGA SECUNDARIA 25X25

DATOS	
Fa	200055.66
F'c	280 27.46
Fy	4200 411.88
h	25
b	25
r	4
d	21
Φ	0.9

ACERO SUPERIOR IZQUIERDO

Mu -	2.74	tn-m
Mu +	1.0496	tn-m
Mu -	274000	kg-cm
Mu +	104960	kg-cm

k	29.75	cm2
As -	3.679263315	cm2
As +	1.35301462	cm2

Cuánta de acero

p-	0.007008121	
p+	0.002577171	

Acero mínimo

As min1	1.78450034	cm2
As min2	1.669855435	cm2
Asmayor	1.78450034	cm2

AS > Asmin -

3.679263315	>	1.78450034	Cumple
Emplea As	3.679263315	cm2	3.67926332

AS > Asmin +

1.35301462	<	1.78450034	No Cumple
emplea As	1.78450034	cm2	1.80401949

Chequeo de cuantía pcal>pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.007008121	<	0.01428266	Cumple
p+	0.00339905	<	0.01428266	Cumple

As -	3.679263315	1/6	-
2	2.01	0	0

As +	1.78450034	1/2	-
2	1.13	0	0

As -	4.02	cm2
As +	2.26	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax

p-	0.007657143	>	0.01428266	Cumple
----	-------------	---	------------	--------

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	2.74	0.4371	0.3145
Inferior	1.0496	1.0141	0.0593

ACERO MEDIO

Mu -	0.4371	tn-m
Mu +	1.0141	tn-m
Mu -	43710	kg-cm
Mu +	101410	kg-cm

k	29.75	cm2
As -	0.55583496	cm2
As +	1.30620079	cm2

Cuánta de acero

p-	0.00105873	
p+	0.002488	

Acero mínimo

As min1	1.78450034	cm2
As min2	1.66985544	cm2
Asmayor	1.78450034	cm2

AS > Asmin -

0.55583496	<	1.78450034	No Cumple
Emplea As	1.78450034	cm2	0.74111328

AS > Asmin +

1.30620079	<	1.78450034	No Cumple
emplea As	1.78450034	cm2	1.74160106

Chequeo de cuantía pcal>pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.00339905	<	0.01428266	Cumple
p+	0.00339905	<	0.01428266	Cumple

As -	1.78450034	1/6	-
2	2.01	0	0

As +	1.78450034	1/2	-
2	1.13	0	0

As -	4.02	cm2
As +	2.26	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax

p-	0.00765714	>	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

ACERO SUPERIOR DERECHO

Mu -	0.3145	tn-m
Mu +	0.0593	tn-m
Mu -	31450	kg-cm
Mu +	5930	kg-cm

k	29.75	cm2
As -	0.39886941	cm2
As +	0.07479798	cm2

Cuánta de acero

p-	0.00075975	
p+	0.00014247	

Acero mínimo

As min1	1.78450034	cm2
As min2	1.66985544	cm2
Asmayor	1.78450034	cm2

AS > Asmin -

0.39886941	<	1.78450034	No Cumple
Emplea As	1.78450034	cm2	0.53182588

AS > Asmin +

0.07479798	<	1.78450034	No Cumple
emplea As	1.78450034	cm2	0.09973065

Chequeo de cuantía pcal>pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.00075975	<	0.01428266	Cumple
p+	0.00014247	<	0.01428266	Cumple

As -	1.78450034	1/6	-
2	2.01	0	0

As +	1.78450034	1/2	-
2	1.13	0	0

As -	4.02	cm2
As +	2.26	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal>pmax

p-	0.00765714	>	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

fy	4200	f'c	280	b	25
d	21	Lamda λ	1	Φ	0.75
Long Viga	2.36	m	Ln	2.035	m
b	0.25	m	Bc1 o Hc1	0.3	m
h	0.25	m	Hc1 o Hc2	0.35	m
Ancho tributario	1	m	Pp viga	150	kg/ml
WD	644.01	kg/m2	=	6.44	kg/cm
WL	400	kg/m2	=	4	kg/cm
Wpp	3.54	kg/cm	Wu	15.976	

Aozos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	4.02	4.02	4.02
	2.26	2.26	2.26

a	2.84	a	2.84
a'	1.60	a'	1.60
Mpr1	4.13	Mpr2	4.13
Mpr1'	2.4	Mpr2'	2.4

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestatico	
Ve	4.83	Vp1	3.21
Ve'	4.83	Vp2	3.21
Max VU	4.83	Vp	3.21

Condición			
Vp	3.21	>=	0.5 * Vu 2.415
Cumple			
Vc = 0			
Vc	0	Kg	= 0 tn
ΦVc	0	Kg	= 0 tn

Separación de estribos dentro de la zona 2H				
Φ Acero Longitudinal				
Φ Estribo As	10	mm	Area	12 mm cm2
Separación Nec - 15				
S<=d/4	5.25	S<=6db	7.2	S<=20 cm 20
S =	5.25	cm	S =	6 cm
Vs	6.44	tn	Av	0.000730 m2
Av/s	7.30	cm2/m	Av	0.438094 cm2
Avprov 2 Φ 10 mm				
Avprov > Avmin 0.1250 cm2				
Cumple				
ΦVs	17.42	tn	=	17419.5 Kg
Ve <= Φ(Vs+Vc) 17.42 tn				
Cumple				

Separación de estribos fuera de la zona 2H				
Φ Estribo As	10	mm	Area	0.79 cm2
S =	10.5	cm	S =	10 cm
Avprov 2 Φ 10 mm				
Avprov 1.58 cm2				
ΦVs	10.4517	tn	10451.7	Kg
ΦVc	0		0	
ΦVn	10.4517	tn	10451.7	Kg
ΦVn > Ve 4.83 tn				
Cumple				

Fuente. Elaborado por autor.

## ANEXO 13 VIGA PRINCIPAL 35X60 - 2DA PARTE DE LA EDIFICACIÓN

DATOS	
Es	200055.7
F'C	280
FY	4200
h	60
b	35
r	5
d	55
Φ	0.9

### ACERO SUPERIOR IZQUIERDO

Mu -	25.5703	in-m
Mu +	14.7985	in-m
Mu -	2557030	kg-cm
Mu +	1479850	kg-cm

k	109.083333	cm2
As -	13.08400769	cm2
As +	7.366842051	cm2

Cuantía de acero	
p-	0.006796887
p+	0.003826931

Acero mínimo	
As min1	6.543167911 cm2
As min2	6.122803262 cm2
As mayor	6.543167911 cm2
AS > Asmin -	
13.08400769	> 6.543167911 Cumple
Emplea As	13.08400769 cm2

AS > Asmin +	
7.366842051	< 6.543167911 Cumple
emplea As	7.366842051 cm2

Chequeo de cuantía pcal-pmax	
β1	0.85
p-	0.02856532
pmax=0.5*p-	0.01428266

0.006796887	<	0.01428266	Cumple
As -	13.08400769	20	16
3	3.14	2	2.01
As +	7.366842051	18	φ
3	2.54	φ	0
As -		13.44	cm2
As +		7.62	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax			
p-	0.006981818		
	<	0.01428266	Cumple

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	25.5703	5.9309	23.978
Inferior	14.7985	6.5318	14.7985

### ACERO MEDIO

Mu -	5.9309	in-m
Mu +	6.5318	in-m
Mu -	593090	kg-cm
Mu +	653180	kg-cm

k	109.083333	cm2
As -	2.89107742	cm2
As +	3.18839574	cm2

Cuantía de acero	
p-	0.00150186
p+	0.00165631

Acero mínimo	
As min1	6.543167911 cm2
As min2	6.122803262 cm2
As mayor	6.543167911 cm2
AS > Asmin -	
2.89107742	< 6.543167911 No Cumple
Emplea As	6.543167911 cm2

AS > Asmin +	
3.18839574	< 6.543167911 No Cumple
emplea As	6.543167911 cm2

Chequeo de cuantía pcal-pmax	
β1	0.85
p-	0.02856532
pmax=0.5*p-	0.01428266

0.00339905	<	0.01428266	Cumple
As -	6.54316791	20	φ
3	3.14	0	0
As +	6.54316791	18	φ
3	2.54	φ	0
As -		9.42	cm2
As +		7.62	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax			
p-	0.00489351		
	<	0.01428266	Cumple

### ACERO SUPERIOR DERECHO

Mu -	23.978	in-m
Mu +	14.7985	in-m
Mu -	2397800	kg-cm
Mu +	1479850	kg-cm

k	109.083333	cm2
As -	12.2176339	cm2
As +	7.366842051	cm2

Cuantía de acero	
p-	0.00634682
p+	0.003826931

Acero mínimo	
As min1	6.543167911 cm2
As min2	6.122803262 cm2
As mayor	6.543167911 cm2
AS > Asmin -	
12.2176339	> 6.543167911 Cumple
Emplea As	12.2176339 cm2

AS > Asmin +	
7.366842051	< 6.543167911 Cumple
emplea As	7.366842051 cm2

Chequeo de cuantía pcal-pmax	
β1	0.85
p-	0.02856532
pmax=0.5*p-	0.01428266

0.00634682	<	0.01428266	Cumple
As -	12.2176339	20	16
3	3.14	2	2.01
As +	7.366842051	18	φ
3	2.54	φ	0
As -		13.44	cm2
As +		7.62	cm2

Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax			
p-	0.00698182		
	<	0.01428266	Cumple

fy	4200	F'c	280	b	35
d	55	Lamda λ	l	Φ	0.75
Long Viga	5.4	m	Ln	4.65	m
b	0.35	m	Bc1 o Hc1	0.75	m
h	0.6	m	Hc1 o Hc2	0.75	m
Ancho tributario	5.4	m	Pp viga	504	kg/ml
WD	644.01	kg/m2	=	34.78	kg/cm
WL	240	kg/m2	=	12.96	kg/cm
Wpp	27.216	kg/cm	Wu	87.3552	

Lamda	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	13.44	9.42	13.44
	7.62	7.62	

a	6.78	a	6.78
a'	3.84	a'	3.84
Mpr1	36.42	Mpr2	36.42
Mpr1'	21.23	Mpr2'	21.23

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestatico	
Ve	32.71	Vp1	12.4
Ve'	32.71	Vp2	12.4
Max Ve	32.71	Vp	12.4

Condición			
Vp	12.4	<	0.5 * Vu
			16.355
No Cumple			
Se debe calcular Vc			
Vc	17072.05	Kg	=
ΦVc	12804.0375	Kg	=

Separación de estribos dentro de la zona 2H			
Φ Acero Longitudinal		16	mm
Φ Estribo As	12	1.13	cm2
Separación Nec - 15			
S<=d/4	13.75	S<=6db	9.6
S =	9.6	S =	9
Vs	26.54	tn	Av/s
Av/s	11.49	cm2/m	Av
Avprov	2	Φ	12
Avprov	2.26	cm2	Avmin
		>	0.2625
Cumple			
ΦVs	43.51	tn	=
			43505
Ve	32.71	tn	<=
			Φ(Vs+Ve)
			56.31
Cumple			

Separación de estribos fuera de la zona 2H			
Φ Estribo As	12	mm	1.13
S =	27.5	cm	15
Avprov	2	Φ	12
Avprov	2.26	cm2	
ΦVs	26.103	tn	26103
ΦVc	12.8	tn	17072.05
ΦVn	38.903	tn	38903
ΦVn	38.903	tn	>
			Ve
			32.71
Cumple			

Fuente. Elaborado por autor.

## ANEXO 14 VIGA PRINCIPAL 45X60 - 2DA PARTE DE LA EDIFICACIÓN

DATOS	
Ex	209055.66
FC	280 27.46
FY	4200 411.88
h	60
b	45
r	5
d	55
Φ	0.9

### ACERO SUPERIOR IZQUIERDO

Mu -	32.124	tn-m
Mu +	19.615	tn-m
Mu -	3212400	kg-cm
Mu +	1961500	kg-cm

k	140.25	cm2
As -	16.41191206	cm2
As +	9.775503465	cm2

#### Cuantía de acero

p-	0.006631076	
p+	0.003949698	

#### Acero mínimo

As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.872175622	cm2

Asmayor	8.41264446	cm2
---------	------------	-----

#### AS > Asmin -

16.41191206	>	8.41264446	Cumple
-------------	---	------------	--------

Emplea As	16.41191206	cm2	16.4119121
-----------	-------------	-----	------------

#### AS > Asmin +

9.775503465	>	8.41264446	Cumple
-------------	---	------------	--------

emplea As	9.775503465	cm2	9.77550347
-----------	-------------	-----	------------

#### Chequeo de cuantía pcal-pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.006631076	<	0.01428266	Cumple
----	-------------	---	------------	--------

p+	0.00394970	<	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

As -	16.41191206	20	16
------	-------------	----	----

4	3.14	2	2.01
---	------	---	------

As +	9.775503465	18	0
------	-------------	----	---

4	2.54	0	0
---	------	---	---

As -	16.58	cm2
------	-------	-----

As +	10.16	cm2
------	-------	-----

#### Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax

p-	0.00669899	>	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

Momentos	Extremo Izq	Centro	Extremo D
Superior	32.124	6.5128	29.725
Inferior	19.615	6.9419	19.615

### ACERO MEDIO

Mu -	6.5128	tn-m
Mu +	6.9419	tn-m
Mu -	651280	kg-cm
Mu +	694190	kg-cm

k	140.25	cm2
As -	3.16844986	cm2
As +	3.37978065	cm2

#### Cuantía de acero

p-	0.00128018	
p+	0.00136557	

#### Acero mínimo

As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.87217562	cm2

Asmayor	8.41264446	cm2
---------	------------	-----

#### AS > Asmin -

3.16844986	<	8.41264446	No Cumple
------------	---	------------	-----------

Emplea As	8.41264446	cm2	4.22459981
-----------	------------	-----	------------

#### AS > Asmin +

3.37978065	<	8.41264446	No Cumple
------------	---	------------	-----------

emplea As	8.41264446	cm2	4.5063742
-----------	------------	-----	-----------

#### Chequeo de cuantía pcal-pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.00339905	<	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

p+	0.00339905	<	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

As -	8.41264446	20	-
------	------------	----	---

4	3.14	2	0
---	------	---	---

As +	8.41264446	18	-
------	------------	----	---

4	2.54	0	0
---	------	---	---

As -	12.56	cm2
------	-------	-----

As +	10.16	cm2
------	-------	-----

#### Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax

p-	0.00507475	>	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

### ACERO SUPERIOR DERECHO

Mu -	29.725	tn-m
Mu +	19.615	tn-m
Mu -	2972500	kg-cm
Mu +	1961500	kg-cm

k	140.25	cm2
As -	15.1118898	cm2
As +	9.77550347	cm2

#### Cuantía de acero

p-	0.00610581	
p+	0.0039497	

#### Acero mínimo

As min1	8.41264446	cm2
As min2	7.87217562	cm2

Asmayor	8.41264446	cm2
---------	------------	-----

#### AS > Asmin -

15.1118898	>	8.41264446	Cumple
------------	---	------------	--------

Emplea As	15.1118898	cm2	15.1118898
-----------	------------	-----	------------

#### AS > Asmin +

9.77550347	>	8.41264446	Cumple
------------	---	------------	--------

emplea As	9.77550347	cm2	9.77550347
-----------	------------	-----	------------

#### Chequeo de cuantía pcal-pmax

β1	0.85	
pb	0.02856532	
pmax=0.5*pb-	0.01428266	

p-	0.00610581	<	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

p+	0.0039497	<	0.01428266	Cumple
----	-----------	---	------------	--------

As -	15.1118898	20	16
------	------------	----	----

4	3.14	2	2.01
---	------	---	------

As +	9.77550347	18	-
------	------------	----	---

4	2.54	0	0
---	------	---	---

As -	16.58	cm2
------	-------	-----

As +	10.16	cm2
------	-------	-----

#### Chequeo de cuantía recalculada pcal-pmax

p-	0.00669899	>	0.01428266	Cumple
----	------------	---	------------	--------

fy	4200	f'c	280	h	45
d	55	Lambda λ	1	Φ	0.75
Long Viga	5.4	m	Ln	4.775	m
b	0.45	m	Bc1 o He1	0.6	m
h	0.6	m	He1 o He2	0.65	m
Ancho tributario	5.4	m	Pp viga	648	kg/ml
WD	644.01	kg/m2	=	34.78	kg/cm
WL	240	kg/m2	=	12.96	kg/cm
Wp	34.992	kg/cm	Wu	96.6864	

Asomas	Extremo Izq	Centro	Extremo D
	16.58	12.56	16.58
	10.16	10.16	10.16

a	6.5	a	6.5
a'	3.98	a'	3.98
Mpr1	45.05	Mpr2	45.05
Mpr1'	28.28	Mpr2'	28.28

Cortante Equivalente		Cortante Hiperestatico			
Ve	38.44	tn	Vp1	15.36	tn
Ve'	38.44	tn	Vp2	15.36	tn
Vu	38.44	tn	Vp	15.36	tn

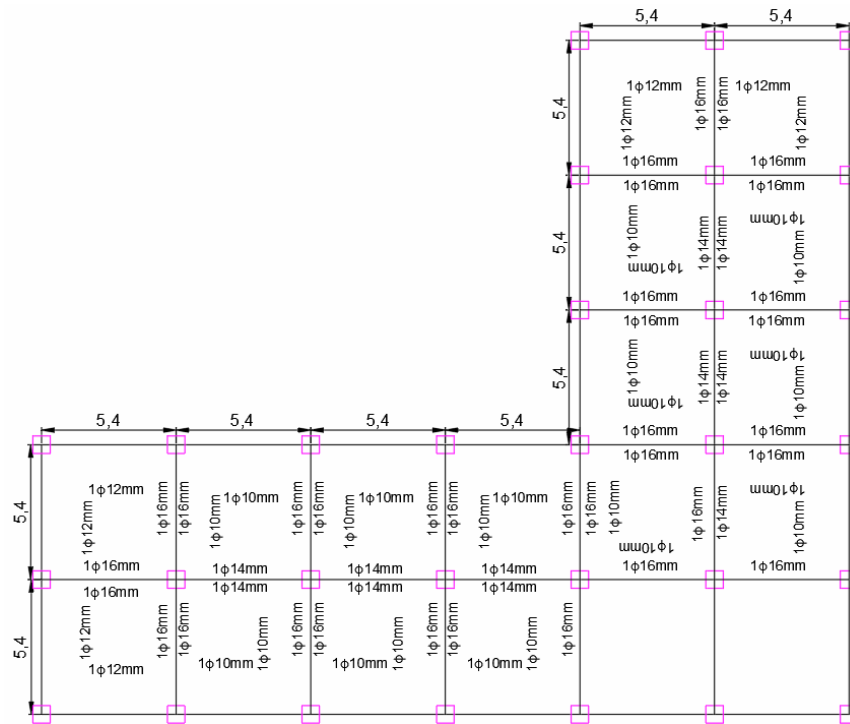
Condición					
Vp	15.36	<	0.5 * Vu	19.22	
No Cumple					
Se debe calcular Vc					
Vc	21949.78	Kg	=	21.95	tn
ΦVc	16462.335	Kg	=	16.46	tn

Separación de estribos dentro de la zona 2H					
Φ Acero Longitudinal					
Φ Estribo As	12	mm	Area	1.13	
				cm2	
Separación Nec - 15					
S<=d/4	13.75	S<=6db	9.6	S<=20 cm	20
S =	9.6	cm	S =	9	cm
Vs	29.3	tn	Av	0.001268	m2
Av/s	12.68	cm2/m	Av	1.141557	cm2
Avprov	2	Φ	12	mm	
Avprov	2.26	cm2	>	Avmin	0.3375
				cm2	
Cumple					
ΦVs	43.51	tn	=	43505	Kg
Vc	38.44	tn	<=	Φ(Vs+Vc)	59.97
				tn	
Cumple					

Separación de estribos fuera de la zona 2H					
Φ Estribo As	12	mm	Area	1.13	
S =	27.5	cm	S =	15	cm
Avprov	2	Φ	12	mm	
Avprov	2.26	cm2			
ΦVs	26.103	tn	26103	Kg	
ΦVc	16.46	tn	16462.335	Kg	
ΦVn	42.563	tn	42563	Kg	
ΦVn	42.563	tn	>	Ve	
				38.44	
				tn	
Cumple					

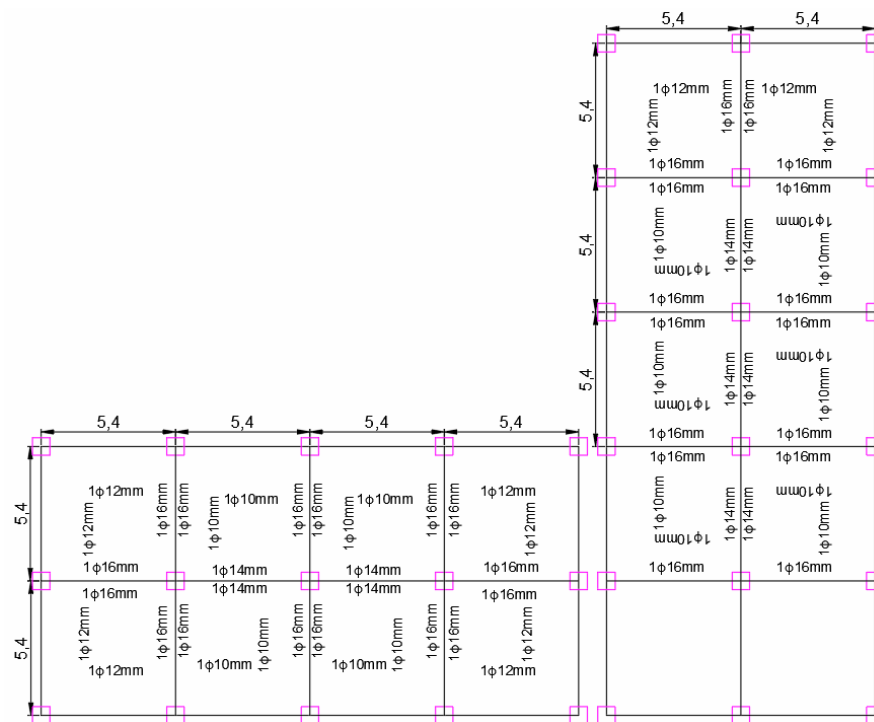
Fuente. Elaborado por autor.

**ANEXO 15 Armado de Losa Piso 2 al 6 de Planta Monolítica**



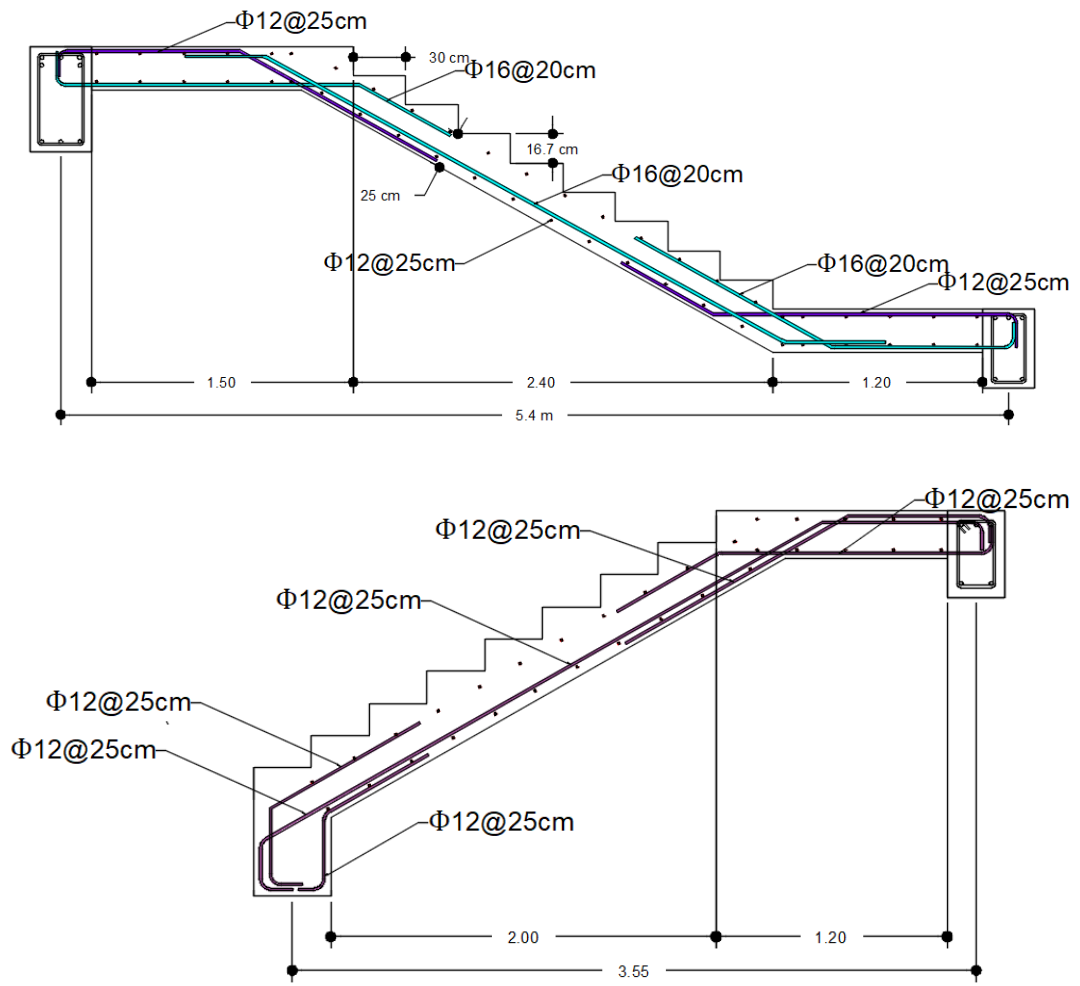
*Fuente. Elaborado por autor.*

**ANEXO 16 Armado de Losa Piso 2 al 6 de Planta con Junta Sísmica**



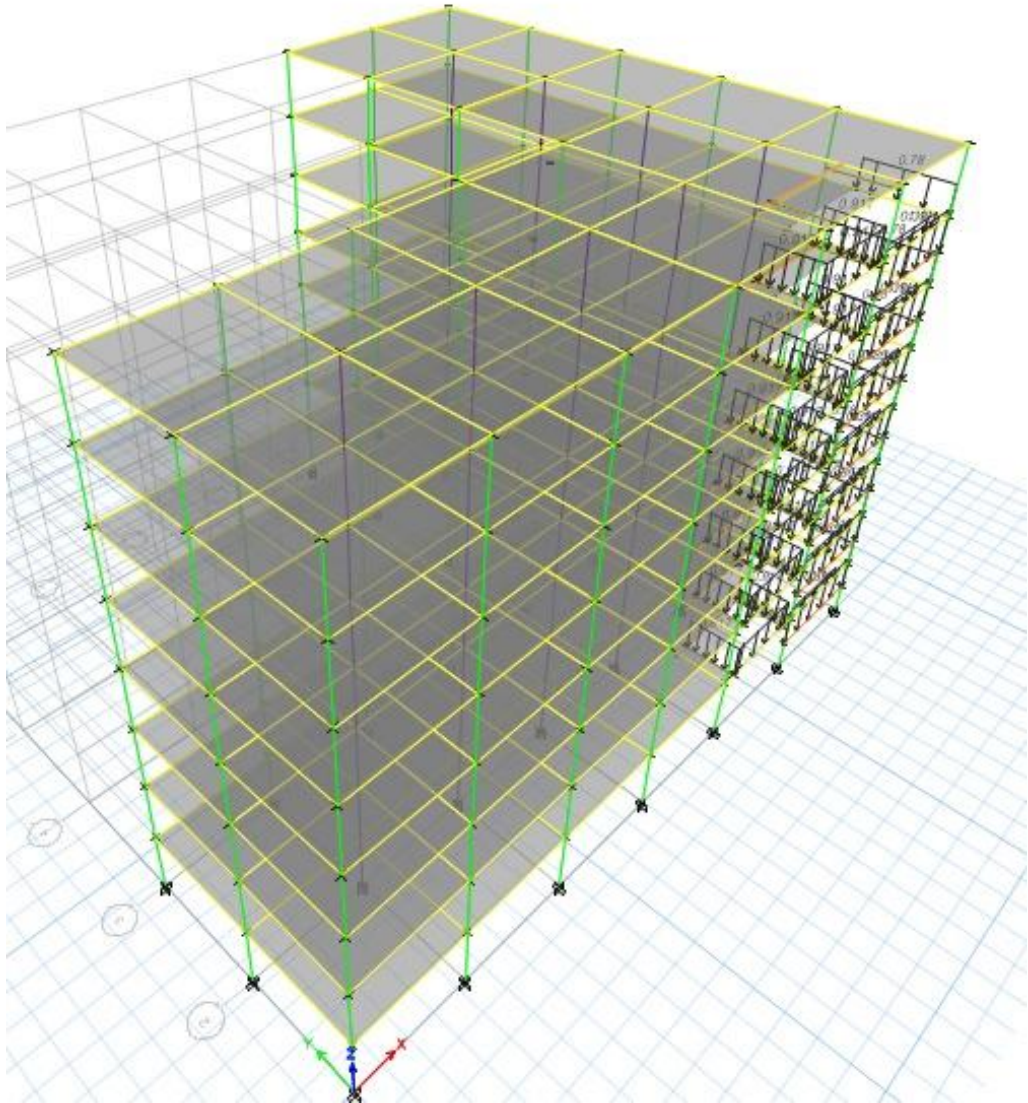
*Fuente. Elaborado por autor.*

ANEXO 17 Detalle de escalera de la Edificación



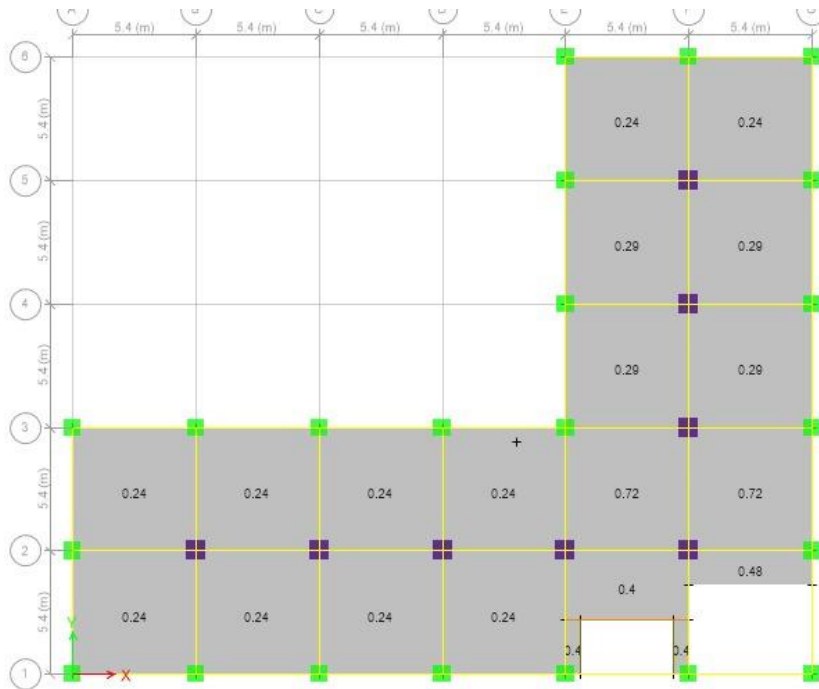
Fuente. Elaborado por autor.

**ANEXO 18** *Asignación de Cargas Lineales de la Estructura*



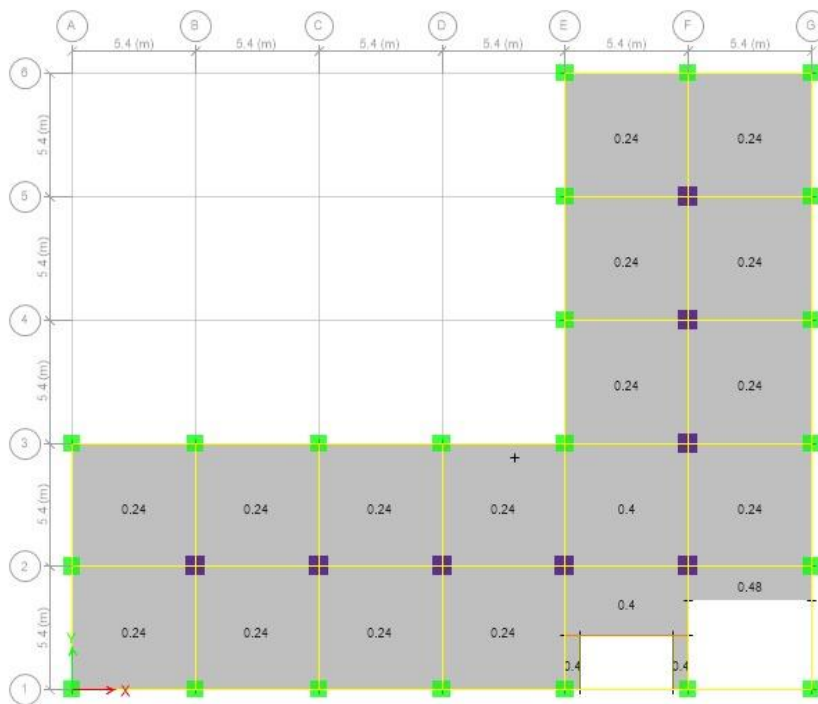
**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 19** *Asignación de Cargas Vivas a Losa Piso 1*



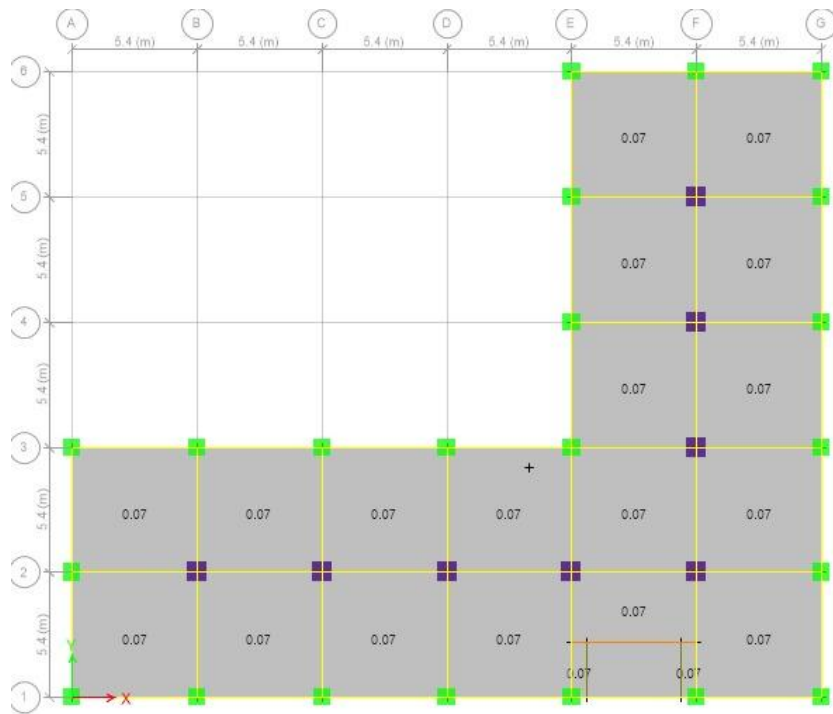
**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 20** *Asignación de Cargas Vivas a Losa Piso 2 al 6*



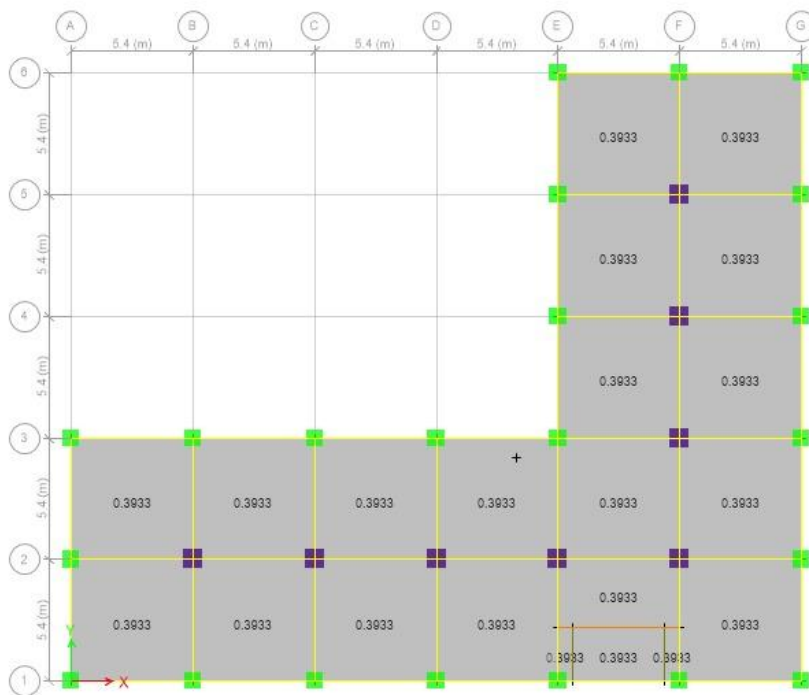
**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 21** *Asignación de Cargas Vivas a Losa de Cubierta*



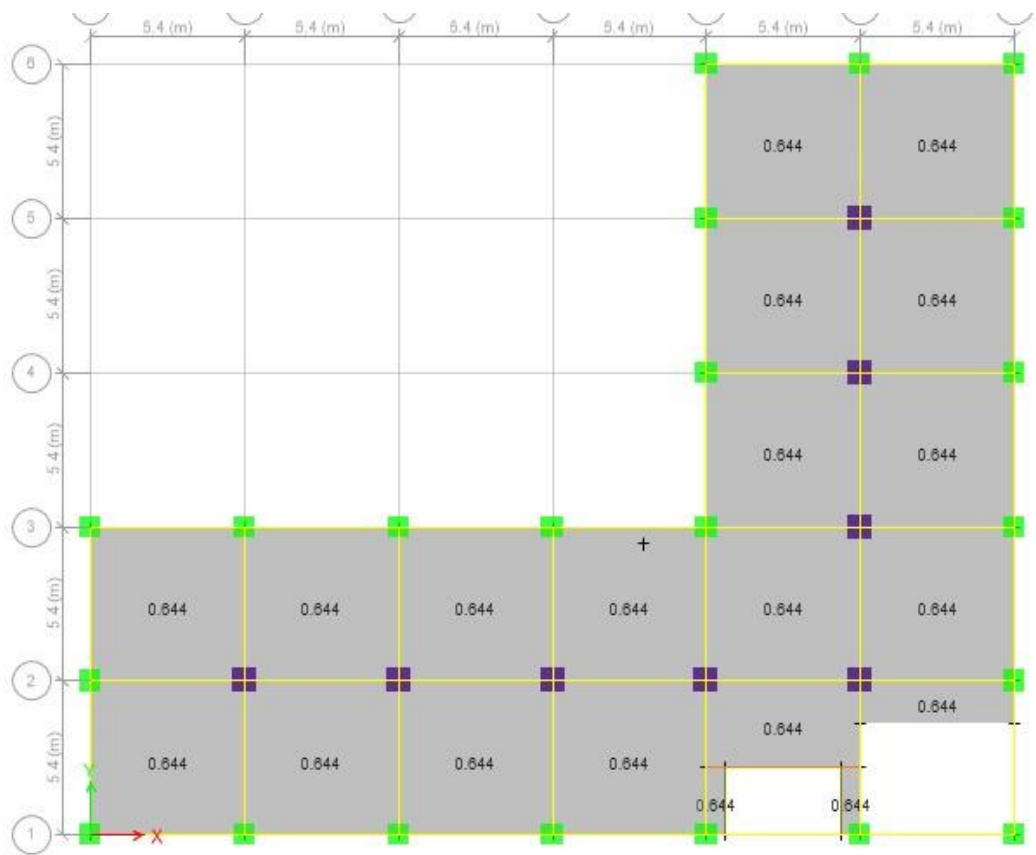
**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 22** *Asignación de Cargas Muertas a Losa Piso 1 al 6*



**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 23** *Asignación de Cargas Muertas a Losa de Cubierta*



**Fuente.** *Elaborado por autor.*

**ANEXO 24 APU del Hormigón para Columnas de la edificación con junta sísmica.**

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 1

UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigon de Columnas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	6,752
Concretera	1,00	5,00	5,00	0,32	15,625
Vibrador	1,00	4,00	4,00	0,32	12,500
SUBTOTAL M =					34,877
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	6,000	4,23	25,38	0,32	79,313
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,32	14,125
Op. Concretera rodante	1,000	4,75	4,75	0,32	14,844
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
Carpintero	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					135,032
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon 280 kg/cm3	m3	1,050	115,47	121,244	
Tabla semidura	u	3,891	5,25	20,428	
Cuarton semiduro	u	2,643	3,50	9,251	
Tira semidura	u	1,223	2,25	2,752	
Clavos	Kg	2,000	2,50	5,000	
SUBTOTAL O =					158,675
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					328,58
INDIRECTOS Y UTILIDAD ..... 0,25					82,15
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					410,73
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 410,73</b>

*Fuente. Elaborado por autor.*

ANEXO 25 APU del Hormigón para Columnas de la edificación monolítica

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1

UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigon de Columnas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	6,752
Concreteira	1,00	5,00	5,00	0,32	15,625
Vibrador	1,00	4,00	4,00	0,32	12,500
SUBTOTAL M =					34,877
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	6,000	4,23	25,38	0,32	79,313
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,32	14,125
Op. Concreteira rodante	1,000	4,75	4,75	0,32	14,844
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
Carpintero	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					135,032
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon 280 kg/cm3	m3	1,050	115,47	121,244	
Tabla semidura	u	4,156	5,25	21,819	
Cuarton semiduro	u	2,729	3,50	9,552	
Tira semidura	u	1,346	2,25	3,029	
Clavos	Kg	2,000	2,50	5,000	
SUBTOTAL O =					160,644
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+F)					330,55
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0,25					82,64
OTROS INDIRECTOS %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					413,19
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 413,19</b>

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 26 APU del Hormigón para Vigas de la edificación con junta sísmica

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2 UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigon de Vigas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	6,752
Concreteira	1,00	5,00	5,00	0,32	15,625
Vibrador	1,00	4,00	4,00	0,32	12,500
SUBTOTAL M =					34,877
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	6,000	4,23	25,38	0,32	79,313
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,32	14,125
Op. Concreteira rodante	1,000	4,75	4,75	0,32	14,844
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
Carpintero	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					135,032
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon 280 kg/cm3	m3	1,050	115,47	121,244	
Tabla semidura	u	3,482	5,25	18,281	
Cuarton semiduro	u	3,719	3,50	13,017	
Tira semidura	u	2,217	2,25	4,988	
Clavos	Kg	2,000	2,50	5,000	
SUBTOTAL O =					162,530
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+F)					332,44
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0,25					83,11
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					415,55
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 415,55</b>

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 27 APU del Hormigón para Vigas de la edificación monolítica

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2 UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigon de Vigas f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	6,752
Concretetera	1,00	5,00	5,00	0,32	15,625
Vibrador	1,00	4,00	4,00	0,32	12,500
SUBTOTAL M =					34,877
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	6,000	4,23	25,38	0,32	79,313
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,32	14,125
Op. Concretetera rodante	1,000	4,75	4,75	0,32	14,844
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
Carpintero	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					135,032
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon 280 kg/cm3	m3	1,050	115,47	121,244	
Tabla semidura	u	3,528	5,25	18,522	
Cuarton semiduro	u	3,971	3,50	13,899	
Tira semidura	u	2,342	2,25	5,270	
Clavos	Kg	2,000	2,50	5,000	
SUBTOTAL O =					163,935
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					333,84
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0,25					83,46
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					417,31
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 417,31</b>

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 28 APU del Hormigón para Losa

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3 UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigon de Losas e= 25cm f'c= 280 kg/cm2. Incluye encofrado.

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	6,752
Concreteira	1,00	5,00	5,00	0,32	15,625
Vibrador	1,00	4,00	4,00	0,32	12,500
SUBTOTAL M =					34,877
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	6,000	4,23	25,38	0,32	79,313
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,32	14,125
Op. Concreteira rodante	1,000	4,75	4,75	0,32	14,844
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
Carpintero	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					135,032
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Hormigon 280 kg/cm3	m3	1,050	115,47	121,244	
Tabla semidura	u	0,600	4,75	2,850	
Cuarton semiduro	u	0,900	3,75	3,375	
Tira semidura	u	0,300	2,25	0,675	
Clavos	Kg	2,000	2,50	5,000	
SUBTOTAL O =					133,144
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					303,05
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25%					75,76
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					378,82
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 378,82</b>

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 29 APU para Acero de Refuerzo

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4

UNIDAD: M3

DETALLE: Acero de Refuerzo fy = 4200 Kg/cm2

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	0,021
Cortadora Dobladora	1,00	0,55	0,55	0,03	0,018
SUBTOTAL M =					0,039
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	2,000	4,23	8,46	0,032	0,271
Fierrero	1,000	4,28	4,28	0,032	0,137
Maestro mayor en ejecucion de obras	1,000	4,52	4,52	0,003	0,014
SUBTOTAL N =					0,421
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm2	Kg	1,050	1,73	1,817	
Alambre # 18	Kg	0,100	2,25	0,225	
SUBTOTAL O =					2,042
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					2,50
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25%					0,63
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,13
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 3,13</b>

Fuente. Elaborado por autor.

**ANEXO 30** APU de Alivianamiento de losa, bloques de poliestireno de 40x40x20

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

RUBRO: 5

UNIDAD: U

DETALLE: Alivianamiento de losa, bloques de poliestireno de 40x40x20

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,000	0,014
SUBTOTAL M =					0,014
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	2,000	4,23	8,46	0,032	0,271
SUBTOTAL N =					0,271
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Bloque Alivianado de 20x20x40	Kg	1,000	2,35	2,350	
SUBTOTAL O =					2,350
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+F)					2,64
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25%					0,66
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,29
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 3,29</b>

*Fuente. Elaborado por autor.*

ANEXO 31 APU de Novo Junta PRO PA de la edificación con junta sísmica

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6

UNIDAD: U

DETALLE: Novo Junta PRO PA

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	2,652
SUBTOTAL M =					2,652
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	3,000	4,23	12,69	0,32	39,656
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					53,031
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
NOVO JUNTA PRO PA	u	0,333	175,00	58,275	
Sellador Elástico	L	1,800	3,75	6,750	
Tornillos y anclaje	u	1,000	10,40	10,400	
Cinta	u	0,027	3,75	0,101	
SUBTOTAL O =					75,526
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					131,21
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25%					32,80
OTROS INDIRECTOS %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					164,01
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 164,01</b>

Fuente. Elaborado por autor.

ANEXO 32 APU de Novo Junta PRO-SISMO PE de la edificación con junta sísmica

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7 UNIDAD: U

DETALLE: Novo Junta PRO SISMO PE

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramientas manuales(5% M.O.)		0,00	0,00	0,00	2,652
SUBTOTAL M =					2,652
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION (CATEGORIAS)	CANTIDAD A	JORN./HORA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon	3,000	4,23	12,69	0,32	39,656
Albañil	1,000	4,28	4,28	0,32	13,375
SUBTOTAL N =					53,031
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
NOVO JUNTA PRO SISMO PE	u	0,400	240,00	96,000	
Sellador Elástico	L	1,800	3,75	6,750	
Tornillos y anclaje	u	1,000	10,40	10,400	
Cinta	u	0,027	3,75	0,101	
SUBTOTAL O =					113,251
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P =					0,000
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					168,93
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25%					42,23
OTROS INDIRECTOS ..... %					0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					211,17
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>\$ 211,17</b>

Fuente. Elaborado por autor.